

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

MARS-AVRIL 1953

Sixième année, n^{os} 63-64.

SOMMAIRE

LA CITÉ ROTTERDAM A STRASBOURG. Construction de 800 logements.	Pages 215
Série : Architecture et Urbanisme (IX).	
D. THIN, Pompes et accélérateurs.	251
Série : Équipement Technique (XXXV).	

JOURNÉES DE MÉCANIQUE DES SOLS (JUILLET 1952)

LA MÉCANIQUE DES SOLS ET LA FORCE PORTANTE DES PIEUX.	283
Communications de MM. SKEMPTON, YASSIN et GIBSON, VERDEYEN, BUISSON, SCHULTZE, GEUZE, PIETKOWSKI et CZARNOTA-BOŹARSKI, BOUVIER et LOHEAC, BENDEL, CHAPON et BUISSON, CAQUOT et KÉRISEL, RODIN et TOMLINSON, JANBU, HABIB, ZWECK, MEYERHOF, BJERRUM, L'HERMINIER, POGANY.	
Série : Sols et Fondations (XIII).	
Documentation technique réunie en décembre 1952.	393
Documentation Technique (LXIII).	

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE
28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS (VII^e)

LABORATOIRES DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS
12, RUE BRANCION, PARIS (XV^e)

BUREAU SECURITAS
9, AVENUE VICTORIA, PARIS (IV^e)

CENTRE D'INFORMATION ET DE
DOCUMENTATION DU BATIMENT
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI^e)

Édité par La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.
(Société à responsabilité limitée au capital de 600 000 F)

C. C. P. PARIS 8524-12

28, boulevard Raspail, PARIS-VII^e

Tél. : BAB. 18-56

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

28, boulevard Raspail, PARIS-VII^e — Tél. : BAB. 18-56 — C. C. P. Paris 1834-66

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE SESSION 1952-1953

JOURNÉES INTERNATIONALES DE CHAUFFAGE, VENTILATION ET CONDITIONNEMENT DE L'AIR

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics organise en 1953, sous la présidence de M. MISSENARD, Président du Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation, quatre journées consacrées à des communications techniques relatives aux problèmes du chauffage et du conditionnement et à des visites d'installations.

LES SAMEDI 9, LUNDI 11, MARDI 12 et MERCREDI 13 MAI 1953

Les communications seront faites à la Salle des Conférences de la Fédération Nationale du Bâtiment et des Activités Annexes, 7, rue La Pérouse, Paris-XVI^e.

SAMEDI 9 MAI

- 15 h. — Visite d'une installation de chauffage et de conditionnement avec centrale à eau surchauffée assurant le chauffage de divers locaux par rayonnement au sol ou au plafond et assurant le conditionnement de laboratoires enterrés (*).

LUNDI 11 MAI

- 9 h. — M. MISSENARD, Présentation générale des Journées 1953.

RECHERCHES ET TECHNIQUES ÉTRANGÈRES

- 9 h. 20. — M. RYDBERG, Président de l'Association Suédoise des Ingénieurs de Chauffage, Ventilation et Équipement Sanitaire.
Évolution des recherches et des techniques en Suède depuis 1940.
- 10 h. 10. — M. WATZINGER, Professeur à l'École Supérieure Technique de Chauffage de Norvège.
Évolution des recherches et des techniques en Norvège depuis 1940.
- 10 h. 50. — M. S. P. JACOBSEN, Ingénieur Civil.
Évolution des recherches et des techniques au Danemark depuis 1940.
- 11 h. 45. — Discussion.
- 14 h. — M. KAMM, Ingénieur-Conseil, Directeur Général des Établissements Kamm.
Évolution des recherches et des techniques en Suisse depuis 1940.
- 14 h. 45. — Discussion.

ENSEIGNEMENT ET DOCUMENTATION

- 15 h. — M. BARRAULT, Expert près les Tribunaux, Professeur à l'École Spéciale du Bâtiment et des Travaux Publics et à l'Institut Français des Combustibles et de l'Énergie.
L'enseignement français du chauffage et du conditionnement de l'air.
- 15 h. 40. — M. CADIERGUES, Directeur du Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation.
La documentation française et internationale en chauffage, ventilation et conditionnement de l'air.
- 16 h. 20. — Discussion.
- 16 h. 40. — Visite de l'exposition de documentation.
- 20 h. — Banquet (*).

MARDI 12 MAI

LES COMBUSTIBLES

- 9 h. — M. GIBLIN, Ingénieur Général des P. T. T.
Le choix des combustibles et sources d'énergie.
- 9 h. 45. — Discussion.
- 10 h. — M. FORTAIN, Directeur du Centre du Mazout.
Le choix de la qualité des combustibles liquides.
- 11 h. — M. HARLÉ, Chef de Service à la Société pour l'Utilisation Rationnelle des gaz.
L'utilisation du propane et du butane en chauffage.
- 11 h. 40. — Discussion.
- 14 h. — Visite d'une installation de chauffage et de conditionnement assurant le chauffage de laboratoires et de bureaux et le conditionnement tropical de chambres spéciales.
Visite d'une installation de chauffage et de conditionnement d'une tour de contrôle d'aéroport ainsi que le chauffage par le sol ou par panneaux rayonnants au plafond de hangars et d'ateliers.

MERCREDI 13 MAI

GÉNÉRATEURS

- 9 h. — M. RABET, Président de la Section Chaudières en acier et Brûleurs automatiques au charbon du Syndicat des Constructeurs-Installateurs de Matériel de Chauffage, Ventilation et Conditionnement de l'Air.
Les chaudières automatiques modernes.
- 9 h. 50. — M. MAUBOUCHÉ, Chef de Service à la Société F. A. C. T. S. Fluor.
Les nouveaux générateurs à grand taux d'échange et à faible volume.
- 10 h. 40. — Discussion.

ÉTUDES ET RECHERCHES FRANÇAISES

- 11 h. — M. FOURNOL, Ingénieur en Chef au Centre Scientifique et Technique du Bâtiment.
Recherches du C. S. T. B. en matière de chauffage.
- 11 h. 40. — Discussion.
- 14 h. — M. B. TUNZINI, Président du Groupe de Travail de Productivité du Chauffage de France.
Études sur la productivité.
- 14 h. 50. — M. THIN, Ingénieur au Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation.
Études et recherches du Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation.
- 15 h. 10. — Activités de la Section Thermique des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
M. DAWANCE, Chef du Service Métaux-Physique des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
Compte rendu de visite de quelques laboratoires d'essais américains.
- M. PASCAL, Ingénieur à la Section Thermique des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
La mesure de la conductibilité thermique à travers le monde.
- M. MARÉCHAL, Ingénieur à la Section Thermique des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
Chauffage par le sol. Températures superficielles limites.
- 15 h. 40. — M. GENAGA, Président de la Commission Technique du Syndicat des Constructeurs et Constructeurs-Installateurs de Matériel de Chauffage, Ventilation et Conditionnement de l'Air.
Recherches, études et normalisation réalisées par le Syndicat des Constructeurs et Constructeurs-Installateurs.
- 16 h. 20. — Discussion.
- 16 h. 40. — M. MISSENARD, Conclusion des Journées.

Les résumés de ces conférences seront adressés aux personnes qui exprimeront le désir de les recevoir; ils leur permettront de préparer leur intervention dans les discussions qui feront suite aux exposés.

(*) Des précisions seront données ultérieurement sur l'emplacement des installations dont la visite est prévue les après-midi des 9 et 12 mai.

Afin de faciliter leur organisation, les participants sont priés de faire parvenir leur adhésion pour l'une ou l'autre après-midi, ou pour les deux, avant le 25 avril prochain, à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e.

Les réponses devront également indiquer si les participants utiliseront pour le trajet :

Montant correspondant de la participation aux frais d'organisation, à joindre à l'inscription :

Par personne :

pour l'après-midi du 9 mai pour les deux après-midi du 9 mai et du 12 mai

Leur voiture personnelle (et, dans ce cas, le nombre de places qu'ils pourraient mettre à la disposition d'autres personnes)	300 F	300 F	600 F
L'autocar qui sera mis à la disposition des visiteurs	600 F	600 F	1 200 F

(*) Les personnes qui désirent prendre part au banquet sont priées de s'inscrire avant le 25 avril en adressant le montant de la participation s'élevant à F : 2 000.

Le compte rendu « in extenso » des conférences et des discussions qui les suivront sera publié dans les *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*.

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

RÉSUMÉS (MARS-AVRIL 1953)

SUMMARIES (MARCH-APRIL 1953)

Feb n **Agglomérations.**

La cité Rotterdam à Strasbourg. Ann. I. T. B. T. P., Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Architecture et Urbanisme (IX)], 36 p., 40 fig.

Exposé des conditions suivant lesquelles a été préparé, étudié, mis au point et réalisé en 15 mois le programme de construction de la Cité Rotterdam à Strasbourg.

Ce chantier de 806 logements comprend sept types différents de plans dont les surfaces varient de 22 à 96 m², il se compose de onze bâtiments : un de treize étages, un de huit et neuf étages, un de six, sept et huit étages, six de quatre étages, un de un et deux étages, et un de un étage. Il a été exécuté avec une avance de 3 mois sur les délais prévus, grâce à une coordination très étroite entre le Maître de l'œuvre, le Maître de l'ouvrage et le constructeur, coordination qui a permis pendant certains mois de réaliser 13 000 m² de planchers, comportant, noyés dans leurs dalles, des panneaux de tubes chauffants.

CDU 711.417.

Feb n **Dwellings.**

The « Cité Rotterdam » in Strasbourg. Ann. I. T. B. T. P., Fr. (march-april 1953), n° 63-64 [Architecture and Town Planning (IX)], 36 p., 40 fig.

Description of conditions under which the construction program of the « Cité Rotterdam » at Strasbourg has been prepared, studied, developed and completed in 15 months.

This site of 806 dwelling units includes seven different types of flats, the areas of which vary from 22 to 96 sq. m. It comprises eleven buildings : one of 13 stories, one of 8 and 9, one of 6, 7 and 8, six of 4 stories, one of 1 and 2, one single story building. It was completed three months ahead of the scheduled time thanks to a very close coordination between the Body who awarded the contract, the Chief-Architect and the Contractor. This coordination permitted during certain months the installation of 13,000 sq.m of floors, which have heating tube panels embedded within the floor slabs.

UDC 711.417.

Dod jil t **Pompes.**

Pompes et accélérateurs. THIN (D.); Ann. I. T. B. T. P., Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Équipement technique (XXXV)], 32 p., 83 fig.

La première partie de cette étude est consacrée à la technologie générale des turbo-pompes. Après avoir donné une classification des différents types de turbo-pompes (pompes centrifuges, pompes hélices, pompes hélico-centrifuges), l'auteur définit les diverses grandeurs caractéristiques de ces appareils (débit, hauteur manométrique totale, rendement, vitesse spécifique). Il procède ensuite à une description des différents organes (rotor, diffuseur, dispositifs d'équilibrage, bagues d'étanchéité et d'usure, presse-étoupe, arbres et chemises d'arbres, paliers à coussinets lisses et à billes, dispositifs d'accouplement, corps de pompe, massifs de fixation). Cette première partie se termine par l'étude des accélérateurs, de la cavitation et de la mesure des diverses grandeurs caractéristiques.

La deuxième partie est consacrée au choix de la pompe et à l'étude de la hauteur manométrique économique. L'auteur procède ensuite à une étude comparative des différentes positions de la pompe dans le circuit. Il indique quelques procédés d'équilibrage et montre les difficultés d'un fonctionnement mixte (thermosiphon-pompe).

La troisième partie est consacrée aux pompes à usages spéciaux utilisées en chauffage et conditionnement d'air (pompes à eau surchauffée, pompes alimentaires, pompes pour chauffage à vapeur sous vide, pompes pour services d'eau chaude, pompes à mazout, pompes pour la vidange des puisards, pompes pour puits profonds, pompes à saumure).

CDU 621-65.

Dod jil t **Pumps.**

Pumps and accelerators. THIN (D.); Ann. I. T. B. T. P., Fr. (march-april 1953), n° 63-64 [Technical equipment (XXXV)], 32 p., 83 fig.

The first part of this paper applies to the general technology of turbo-pumps. After classifying the different types of turbo-pumps (centrifugal, helical, helico-centrifugal), the author notes the various magnitudes characterizing these apparatus (delivery, total pressure head, efficiency, specific velocity). Then he describes the different parts (rotor, diffuser, balancing devices, sealing and wear rings, stuffing box, shafts and their bushings, plain and ball bearings, coupling devices, pump body, foundation blocks). This first part ends with the investigation of accelerators, cavitation and measurement of various characteristic magnitudes.

The second part deals with the choice of the pump and the study of the economical pressure head. Then the author makes a comparative study of the different locations of the pump within the system. He indicates several balancing procedures and explains the difficulties of combined operation (pump-thermosiphon).

The third part deals with special pumps used in heating and air-conditioning (superheated water pumps, feed pumps, vacuum steam pumps for heating, hot water pumps, fuel-oil pumps, sump drainage pumps, pumps for deep wells, brine pumps).

UDC 621-65.

Cib m'caf-ni

Essais des pieux.

Théorie de la force portante des pieux. SKEMPTON (A. W.), YASSIN (A. A.) et GIBSON (R. E.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Sols et fondations (XIII)], 6 p., 6 fig.

La méthode la plus sûre pour estimer la force portante des pieux dans le sable semble être donnée par les essais hollandais de pénétration, ou par des essais statiques semblables. Mais, il est désirable dans certains cas qu'une théorie puisse relier la force portante des pieux et l'angle de frottement interne du sable. Une théorie simple à trois dimensions est décrite et concorde bien avec les expériences faites sur des modèles réduits de pieux à l'Imperial College, à la Building Research Station et par KERISEL. Une autre théorie à trois dimensions est basée sur le traitement élastoplastique de BISHOP, HILL et MORT. L'estimation de la force portante limite des pieux n'est toutefois que le premier stade de l'étude des fondations. Il est aussi important de décider le coefficient de sécurité à utiliser, et celui-ci dépend du tassement admissible sous la fondation. On expose une méthode originale pour relier le tassement d'un groupe de pieux au coefficient de sécurité d'un pieu isolé et ceci permet, pour la première fois, de donner les éléments d'une solution rationnelle au problème de fondations des pieux dans le sable.

CDU 624.154 : 620.1.

Cib m'caf-ni

Pile testing.

Bearing capacity and settlement of piled foundations in sand. SKEMPTON (A. W.), YASSIN (A. A.) and GIBSON (R. E.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 6 p., 6 fig.

The most certain method of estimating the ultimate bearing capacity of a pile in sand appears to be provided by the dutch deep-sounding test or similar in-situ static tests. But, it is desirable for some purposes to have a theory relating ultimate bearing capacity to the angle of friction of the sand. A simple three dimensional theory is described, and this agrees well with model pile loading tests made at the Imperial College, at the Building Research Station and by KERISEL. Another three dimensional theory is outlined based on the elasto-plastic treatment originated by BISHOP, HILL and MORT. The estimation of ultimate bearing capacity is, however, only the first step. It is equally important to decide upon the factor of safety to be used, and this depends upon the allowable settlement of the foundation. An original method of relating settlement of a pile group to the factor of safety of the individual piles in the group is described, and this permits, for the first time, a rational approach to be made to the problem of designing piled foundations in sand.

UDC 624.154 : 620.1.

Cib m'caf-ni

Essais des pieux.

Détermination de la charge portante de pieux en béton armé au port pétrolier d'Anvers. VERDEYEN (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Sols et fondations (XIII)], 6 p., 5 fig.

On construit actuellement aux environs du bassin du port pétrolier d'Anvers une importante raffinerie dénommée « Benelux Refinery ».

Pour déterminer le système de fondation le mieux approprié, une étude très détaillée du sol a été faite sur le terrain où devait s'élever la raffinerie. Trente-trois sondages avec prélèvements d'échantillons intacts et trente-trois essais de pénétration ont montré que les fondations devaient s'exécuter au moyen de pieux en béton armé préparés d'avance et battus dans le sol.

Les essais de pénétration ont permis de déterminer la longueur et la charge portante des pieux, mais il fut néanmoins décidé de procéder à des essais sur deux pieux.

Les mesures faites pendant les essais de battage et les essais de mise en charge montrent une très bonne correspondance entre l'interprétation que l'on peut faire des essais de pénétration et les charges portantes admissibles.

CDU 624.154 : 620.1.

Cib m'caf-ni

Pile testing.

Determination of the bearing-capacity of reinforced concrete piles at Antwerp' oil-harbour. VERDEYEN (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 6 p., 5 fig.

In the vicinity of the Antwerp-oil-docks, a large refinery named « Benelux Refinery » is now in course of building.

In order to determine the most efficient system of foundations a very detailed study was made on the site where the refinery was to be erected. Thirty-three borings with collection of undisturbed samples and thirty-three deep penetration tests showed that the foundations had to be carried out by means of reinforced concrete piles, precast and driven into the earth.

The deep penetration tests allowed the determination of the length and the bearing capacity of piles; but nevertheless it was decided to submit two piles to tests.

The measurements taken during the driving and the loading tests show a very good agreement between the permissible loads and the possible interpretation of the penetration tests.

UDC 624.154 : 620.1.

Deb joj v

Battage des pieux.

Méthode de contrôle du battage des pieux par film. Appareils français de pénétration. BUISSON (M.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Sols et fondations (XIII)], 8 p., 13 fig.

Dans la première partie de sa communication, l'auteur montre que les films cinématographiques des battages donnent des renseignements précieux en ce qui concerne la détermination de l'efficacité des moutons, spécialement lorsqu'ils sont à vapeur. Ils permettent également de se rendre compte des rebondissements éventuels du mouton et même de mesurer les refus élastique et plastique.

Deb joj v

Pile driving.

Method of pile driving control by film. French penetration apparatus. BUISSON (M.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 8 p., 13 fig.

In the first part of his paper, the author shows that the motion pictures of pile driving operations give valuable information for the determination of the efficacy of rams, especially when these are steam operated. They also permit to consider the possible rebound of the ram and even to measure elastic and plastic refusals.

Dans la seconde partie, l'auteur indique que depuis 1950, deux entreprises françaises se sont consacrées aux sondages par pénétration. Une entreprise utilise l'appareil hollandais, mais modifié de façon à permettre le carottage et le battage; la seconde utilise un appareil permettant l'enfoncement et la mesure simultanée des résistances de pointe et de frottement.

De nombreux sondages ont été exécutés et ont déjà rendu les plus importants services dans la reconstruction française.

CDU 624.154.15 : 620.1.

In the second part, the author points out that since 1950, two french firms are developing penetration boring. One firm is using dutch apparatus, but modified so as to permit core extraction and driving; the second is using an apparatus permitting simultaneously the driving of the pile and the measurement of resistance at pile toe and friction.

Numerous borings have been made, which have already rendered great services in the work of french reconstruction.

UDC 624.154.15 : 620.1.

Cib m'caf-ni

Essais des pieux.

Méthodes allemandes de détermination de la force portante des pieux. SCHULTZE (E.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Sols et fondations (XIII)], 8 p., 15 fig.

Les règlements allemands n'admettent pas l'emploi des formules de la théorie de la poussée des terres pour le calcul de la force portante des pieux, parce que la théorie aussi bien que les mesures présentent des défauts, qui, pour le moment, ne peuvent pas être corrigés. Les tentatives faites pour améliorer les formules donnant la force portante des pieux ont consisté à tenir compte dans les formules classiques des résultats des essais de charge et à déterminer d'une manière précise la courbe d'enfoncement de la tête du pieu en fonction du temps à l'aide d'enregistreurs à grande vitesse de rotation. Cette dernière méthode a permis d'avoir une meilleure connaissance du processus d'enfoncement. Pendant les essais de charge, on mesure les changements de longueur du pieu entre la tête du pieu, un point intermédiaire et la pointe du pieu; on définit ainsi la pression de pointe et le frottement latéral. Les essais sur modèles réduits de pieux pourvus d'appareils mesurant les efforts de pointe et les efforts latéraux ont le même but. Un nouvel appareil de sondage d'une seule pièce a été construit. Il peut indiquer la pression à la pointe du pieu à l'aide du dynamomètre de Maihak à corde métallique; l'appareil a été vérifié au cours d'expériences réalisées dans une caisse à sable. La sécurité contre le flambage des pieux partiellement enfoncés a été traitée théoriquement.

CDU 624.131.3 : 624.154.

Cib m'caf-ni

Pile testing.

German methods for determining the bearing capacity of piles. SCHULTZE (E.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (march-april 1953), n° 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 8 p., 15 fig.

The german standards do not allow the use of the theory of active earth pressure for calculating the bearing capacity of piles, since the theory as well as the measurements present certain defects not susceptible of correction at the present time. The attempts to improve the formulas giving the bearing capacity of piles have consisted to fit into the classical formulas the results of the loading tests, and of accurately determining the driving curve of the pile head as a function of time by means of high-speed rotation recorders. This last method has resulted in a better knowledge of the pile driving process. During loading tests, the variations in length between the pile head, an intermediate point and the pile toe are measured. Thus, the toe pressure and the skin friction are determined. The tests on reduced scale pile models provided with instruments measuring the toe and lateral stresses have the same purpose. A new one-piece boring apparatus has been constructed. It can indicate the pile toe pressure by means of the Maihak metal string dynamometer. The apparatus has been checked in the course of sandbox experiments. The safety of partially driven piles with regard to buckling has been treated theoretically.

UDC 624.131.3 : 624.154.

Cib m'caf-ni

Essais des pieux.

Résultats d'essais de pénétration en profondeur et de mise en charge de pieux-modèle. GEUZE (M.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Sols et fondations (XIII)], 7 p., 7 fig.

Les essais de pénétration exécutés en vue de déterminer la charge portante des pieux ont pris une grande extension aux Pays-Bas, en raison de la nécessité où l'on se trouve de connaître très exactement la résistance de pointe et ils sont supérieurs aux essais de chargement direct dont l'interprétation est souvent difficile.

Malgré de nombreuses études entreprises sur les essais de pénétration en profondeur, la théorie de ces essais n'est pas encore absolument au point.

Une étude a été entreprise pour comparer *in situ* les résultats d'essais de pénétration en profondeur et d'essais de chargement sur pieux-modèle. Elle a permis d'étudier l'influence du diamètre de la pointe sur la charge portante, critère fondamental dans l'interprétation des essais de pénétration.

CDU 624.131.3 : 624.154.

Cib m'caf-ni

Pile testing.

Results of deep penetration tests and of model pile loading tests. GEUZE (M.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (march-april 1953), n° 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 7 p., 7 fig.

The penetration tests performed to determine the bearing capacity of piles have been greatly developed in the Netherlands, because of the necessity of knowing the toe resistance very accurately. Such tests are better than the direct loading tests, the results of which are often hard to be interpreted.

Despite numerous investigations made on deep penetration tests, the theory of these tests is not yet absolutely completed.

An investigation has been undertaken to compare on the site the results of deep penetration tests and of model pile loading tests. This has enabled to study the influence of the toe diameter on the bearing capacity, a fundamental criterion in interpreting penetration tests.

UDC 624.131.3 : 624.154.

Cib m'caf-ni

Essais des pieux.

Recherches sur le frottement latéral de pieux forés et battus dans l'argile. RODIN (S.) et TOMLINSON (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Sols et fondations (XIII)], 9 p., 7 fig.

Cette étude décrit les recherches faites sur le rapport entre le frottement superficiel observé pendant le chargement des pieux d'essais jusqu'à rupture et la résistance au cisaillement des sols argileux encaissants. Les résultats des essais de chargement sur les pieux forés et les pieux battus sont étudiés conjointement avec la résistance au cisaillement et d'autres caractéristiques physiques du sol encaissant. Des essais spéciaux ont été effectués pour évaluer séparément le frottement superficiel et la résistance de pointe d'un pieu foré.

Dans le cas de pieux forés, les essais ont montré que la résistance de pointe était bien de l'ordre de grandeur de la capacité portante théorique finale qui est de neuf fois la cohésion de l'argile non remaniée. Le rapport entre le frottement superficiel observé et le frottement superficiel théorique maximum (basé sur la résistance au cisaillement de l'argile non remaniée) varie de 0,4 en moyenne pour les argiles fermes à 0,25 pour les argiles dures. On a observé un frottement superficiel d'une à deux fois supérieur au frottement superficiel maximum théorique basé sur la résistance au cisaillement de l'argile complètement remaniée.

Pour les pieux foncés, on a supposé que la résistance de pointe pouvait être calculée d'après l'égalité $q = 9c$. Sur cette base, le rapport entre le frottement observé et le frottement superficiel théorique maximum augmentait de 0,23 pour les argiles très dures à 1 pour les argiles très molles. Dans cette étude, on discute les raisons possibles de l'abaissement du frottement superficiel maximum mobilisé dans le cas des argiles dures.

CDU 624.131.3 : 624.154.

Cib m'caf-ni

Pile testing.

An investigation of the skin friction of bored and driven piles in clay soils. RODIN (S.) and TOMLINSON (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (march-april 1953), n° 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 9 p., 7 fig.

This paper describes an investigation of the relationship between the skin friction observed when loading test piles to failure and the shear strength of the surrounding clay soils. The results of loading tests on in situ bored and on driven piles are studied in conjunction with the shear strength and other physical characteristics of the surrounding soil. Special tests were made to evaluate separately the skin friction and base resistance of a bored pile.

In the case of the in situ bored piles, the tests showed that the base resistance was in good agreement with the theoretical ultimate bearing capacity of nine times the undisturbed cohesive strength of the clay. The ratio of the observed skin friction to the theoretical maximum skin friction (based on the undisturbed shear strength of the clay), varied from an average of 0,4 for firm clays to 0,25 for stiff clays. The observed skin friction was one to two times greater than the theoretical maximum skin friction based on the shear strength of the fully softened clay.

For driven piles, it was assumed that the base resistance could be calculated from the relationship $q = 9c$. On this basis the ratio of the observed skin friction to the theoretical maximum skin friction decreased from unity for very soft clay to 0,23 for very stiff clays. Possible reasons for the low proportion of the maximum skin friction which is mobilised for stiff clays, are discussed in the paper.

UDC 624.131.3 : 624.154.

Deb joj v

Battage des pieux.

Une analyse énergétique du battage des pieux à l'aide de paramètres sans dimension. JANBU (Nilmar); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Sols et fondations (XIII)], 9 p., 5 fig.

L'auteur s'est efforcé d'établir une formule de battage en faisant intervenir des paramètres énergétiques sans dimensions. Il tient compte de la perte d'énergie due à la résistance de l'air et au frottement dans l'équipement de battage, au choc et à la mise en vibration du sol environnant et de la perte due à la compression élastique du pieu et du sol. Il introduit ainsi un coefficient de battage dont il recherche les valeurs par analyse des diagrammes de battage qu'il a pu étudier. Il arrive ainsi à montrer que les écarts entre les charges calculées et les charges mesurées sont ordinairement compris entre - 15 % et + 15 %, et que les erreurs en plus ou en moins sont sensiblement égales tant en nombre qu'en valeur absolue. Ce résultat est intéressant dans le cas du calcul de la force portante moyenne d'un groupe de pieux. Enfin la formule s'applique à tous les types de pieux et d'équipement de battage.

CDU 624.154.15.

Deb joj v

Pile driving.

An energy analysis of pile driving, with the help of dimensionless parameters. JANBU (Nilmar); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (march-april 1953), n° 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 9 p., 5 fig.

The author attempts to set up a driving formula utilizing dimensionless energy parameters. He considers the energy loss due to air resistance and friction within the driving rig, to the impact and to the vibration of surrounding soil and the loss due to the elastic compression of the pile and the soil. Thus, he introduces a driving coefficient, the value of which he investigates through driving diagrams which he was able to study. In this way he succeeds in showing that the deviations between the computed and the measured loads are usually comprised between - 15 % and + 15 % and that the errors are more or less equal in number as well as in absolute value. This result is of interest in the case of calculation of mean bearing capacity of a group of piles. Finally the formula applies to all kinds of piles and driving rigs.

UDC 624.154.15.

Cib m'caf-ni

Essais des pieux.

Essais de charge portante de pieux sur modèles réduits. HABIB (P.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Sols et fondations (XIII)], 6 p., 10 fig.

Les essais antérieurs ayant le même objet et dont les résultats ont été déjà donnés ont été continués sur modèles réduits.

Le sable de Seine a été utilisé. On a fait varier la section et la matière du pieu; on a comparé la force portante d'un pieu carré et d'un pieu rond, ainsi que celle d'un mur ayant pour épaisseur le côté du pieu. Ces derniers essais n'étaient pas terminés lors de la rédaction du présent résumé. Les résultats suivants ont été obtenus :

Cib m'caf-ni

Pile testing.

Pile bearing capacity tests on reduced scale models. HABIB (P.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (march-april 1953), n° 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 6 p., 10 fig.

The previous tests, having the same objective and the results of which have already been given, have been continued on reduced scale models.

Seine sand was used. The section and the material of the pile were varied. The bearing capacities of a square and a round pile were compared, as well as that of a wall having for its thickness the side of the pile. These last tests were not completed in time to be included in the present summary. The following results were obtained :

- 1° La force portante des pieux ronds et carrés de même section droite est équivalente aux erreurs d'expérience près;
2° La force portante du pieu isolé est nettement supérieure à celle de l'élément de mur.

Ces résultats confirment ceux antérieurement acquis. D'autre part, les formules CAGUOT-KÉRISEL donnent une bonne approximation dans le cas du mur. En ce qui concerne les pieux, la résistance mesurée est supérieure. On peut cependant utiliser ces formules, soit en majorant l'angle de frottement du sol sous la pointe, soit en tenant compte du chargement de celui-ci par l'effet de frottement latéral. CDU 624.131-3 : 624.154.

- 1° The bearing capacity of both square and round piles of the same section is equivalent, experimental errors being overlooked.
2° The bearing capacity of an isolated pile is clearly greater than one forming an element of a wall.

These results confirm those previously obtained, the CAGUOT-KÉRISEL formulas give a good approximation in the case of the wall. As to the piles, the measured strength is greater. However, these formulas may be used either through taking into account the toe loading by skin friction effect or through increasing the soil angle of friction at the toe.

UDC 624.131-3 : 624.154.

Cib m'caf-na *Essais des pieux.*

Mesures sur modèles réduits du frottement latéral et de la résistance de pointe des pieux. ZWECK (H.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n°s 63-64 [Soils et fondations (XIII)], 4 p., 6 fig.

Les essais exposés dans ce rapport ont pour objet la mesure du frottement latéral et la résistance de pointe de pieux de modèle réduit, qui ont été placés dans des couches de sable comprimées et meubles. Des extensomètres Maihak ont été fixés tous les 15 cm sur les pieux. Le raccourcissement enregistré sur ces appareils détermine la charge aux points correspondants. La charge sur le pieu et la résistance de pointe ont été mesurées avec des dynamomètres Maihak. D'après les mesures de raccourcissement longitudinal, on calcule les efforts agissant sur les différentes sections du pieu. Par différenciation, on calcule le frottement latéral.

La série des essais et leur interprétation n'étant pas encore terminées, on décrit seulement la disposition des appareils de mesure, et on donne les résultats obtenus jusqu'à maintenant. Ils donnent déjà d'importants aperçus sur la valeur et la variation du frottement latéral, ainsi que sur la valeur de la résistance de pointe en fonction des diverses charges appliquées au pieu.

Pour déterminer la force portante des pieux en se basant sur les caractéristiques physiques des sols, on a exécuté les essais sur deux sortes de pieux — pieux forés et pieux battus — et sur des sols différents, sableux et argileux.

CDU 624.154 : 620.015.7.

Cib m'caf-na *Pile testing.*

Measurement of skin friction and of pile toe resistance on reduced scale models. ZWECK (H.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (march-april 1953), n°s 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 4 p., 6 fig.

The tests described in this report have as their objective the measurement of skin friction and pile toe resistance of reduced scale models, placed in both compressed and loose sand layers. Maihak extensometers have been fastened every 15 cm along the piles. The shortening recorded on these instruments determines the load at corresponding points. The pile load and toe resistance were measured with Maihak dynamometers. From the measurements of shortening, the stresses acting on different pile sections are calculated. The skin friction is calculated by differentiation.

Since the test series and their interpretation have not yet been terminated, only the arrangement of the measuring instruments and the results obtained to date are described. Even so they already give important notions of the value and variation of skin friction, as well as the value of toe resistance as a function of different loads applied to the pile.

To determine the pile bearing capacity on the basis of the physical characteristics of soils, tests have been made on two kinds of drilled and driven piles and on different soils sandy and argillaceous.

UDC 624.154 : 620.015.7.

Cib m'caf-ni *Essais des pieux.*

Recherches sur la force portante des pieux. MEYERHOF (G. G.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n°s 63-64 [Soils et fondations (XIII)], 4 p., 2 fig.

L'exposé donne une synthèse des principaux résultats de recherches récentes sur la force portante des pieux. Une méthode théorique est présentée pour évaluer la force portante d'un sol homogène ayant un frottement interne. La force portante des pieux dans l'argile, dans le sable et dans le gravier est obtenue à l'aide d'essais en laboratoire et sur le terrain. Les pieux dans le sol stratifié et les groupes de pieux sont brièvement étudiés.

CDU 624.131.3 : 624.154.

Cib m'caf-ni *Pile testing.*

A study of the bearing capacity of piles. MEYERHOF (G. G.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (march-april 1953), n°s 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 4 p., 2 fig.

The paper summarises the main results of recent research on the bearing capacity of piles. A theoretical method is given for estimating the bearing capacity of a uniform material with internal friction. The bearing capacity of piles in clay in sand and in gravel is outlined in the light of laboratory and field evidence. Piles in stratified soil and pile groups are briefly considered.

UDC 624.131.3 : 624.154.

Deb jil se *Fondations sur pieux.*

Les pieux de fondation en Norvège. BJERRUM (L.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n°s 63-64 [Soils et fondations (XIII)], 2 p., 1 fig.

En vue d'établir une correspondance entre les résultats d'essais statiques de pieux et les pieux voisins, et dans le but d'évaluer les efforts développés dans les pieux pendant le battage, on a analysé le problème du battage.

Le résultat de cette étude est la présentation d'une nouvelle formule de battage, basée sur la considération d'une « énergie sans dimension », appliquée à une centaine de résultats pratiques de battages et d'essais de chargements. La comparaison des forces portantes escomptées et observées dans ces cent cas expérimentaux conduit aux conclusions suivantes.

Deb jil se *Fondations on piles.*

The foundation on piles in Norway. BJERRUM (L.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (march-april 1953), n°s 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 2 p., 1 fig.

In order to get relations between the results of pile static tests and the neighbouring piles and with the purpose to estimate the stresses occurring in piles while they are driven, the pile driving problem was analysed.

This resulted in a new pile driving formula which is based on a dimensionless energy consideration applied to some 100 driving and loading records, compiled from practice. A comparison between the observed and the computed bearing capacities for these 100 records leads to the following conclusions.

En premier lieu, les différences entre les charges de rupture résultant des essais et celles calculées sont généralement comprises dans les limites de $\pm 15\%$.

En second lieu, les erreurs en plus ou en moins sont égales en nombre comme en grandeur.

Cette dernière observation est spécialement précieuse, car il est de pratique courante de fixer une charge nominale à partir de résultats moyens et non d'après une donnée particulière.

C'est pourquoi, dès lors les erreurs par excès et par défaut se compensent mutuellement, on admettra aisément que la charge portante moyenne calculée pour un groupe de pieux déterminé faisant partie d'une même fondation présentera moins de chance d'erreurs que ce même calcul pour un pieu isolé. L'étude de l'ensemble des résultats obtenus montre que l'erreur possible dans le cas d'un groupe de pieux est en gros de $\pm 5\%$.

De plus la comparaison entre les forces portantes calculées et constatées montre que la formule proposée s'applique également à tous les types de pieux et tous les procédés de battage, puisque les points représentatifs de chaque cas se distribuent uniformément de part et d'autre de la ligne d'erreur nulle et dans son voisinage.

Enfin on indique les limites de validité des différentes formules de battage
CDU 624.154.

First of all, the discrepancies between tested and computed failure loads are usually confined within the limits of $\pm 15\%$.

Secondly, the plus and the minus errors are both equal, in number as well as in magnitude.

This last observation is particularly important, because it is common practice to base the assignment of the design load on average results, and not on individual data.

Therefore, since the plus and the minus errors partly compensate each other, one will easily recognize that the average computed bearing capacity for a limited group of piles in the same foundation site will be much less in error than the individual computations. The investigation of the compiled record indicates that the error limits of pile groups are roughly $\pm 5\%$.

Moreover, the comparison between calculated and observed bearing capacities reveals that the proposed formula is equally applicable for all types of piles and driving equipment, since the computed points for each type is evenly distributed in the near vicinity and to both sides of the line of zero error.

At last the limitations of the validity of pile driving formulas are pointed out.
UDC 624.154.

Cib m'caf-na *Essais des pieux.*

Remarques sur le poinçonnement continu des sables et des graviers. L'HERMINIER (R.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Sols et fondations (XIII)], 10 p., 20 fig.

Les résultats de poinçonnement continu des sables et graviers obtenus expérimentalement ont été jusqu'ici interprétés par application des formules usuelles, en adoptant deux angles de frottement interne différents, l'un pour le frottement latéral, l'autre pour l'effort de pointe.

Il est également possible d'interpréter les résultats expérimentaux d'un poinçonnement continu, à l'aide d'un seul angle de frottement, en tenant compte du chargement du sol sous la pointe par les charges transmises par frottement latéral.

Cette action serait prépondérante dès que la longueur de fiche du pieu dépasse 6 fois le diamètre dans le cas du sable de Fontainebleau.

L'angle unique donnant cette concordance est inférieur à celui du laboratoire.

Les essais semblent montrer que les lignes de glissement se retournent bien au-dessus de la pointe et atteignent la surface latérale du pieu.

Des essais sont en cours aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics en vue de vérifier l'exactitude de cette hypothèse.
CDU 624.131.3 : 624.154.

Cib m'caf-na *Pile testing.*

Remarks on continuous indentation of sands and gravels. L'HERMINIER (R.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (march-april 1953), n° 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 10 p., 20 fig.

The results of continuous indentation of sands and gravels obtained experimentally have been interpreted until now by applying the customary formulas, by adopting two different angles of internal friction, one for skin friction, the other for stress at toe.

It is also possible to interpret the experimental results of continuous indentation by means of a single angle of friction, taking into account the loading of soil under the toe by loads transmitted by skin friction.

This action would become preponderant as soon as the length of the pile drive exceeds 6 times the diameter in the case of Fontainebleau sand.

The single angle giving this concordance is smaller than the laboratory one.

The tests seem to show that the slip lines turn back well above the toe and reach the lateral surface of the pile.

Tests to verify the accuracy of this hypothesis are being carried out at the Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
UDC 624.131.3 : 624.154.

Cib mij *Théorie des fondations.*

Phénomènes d'écoulement dans le cas de fondations sur pieux. POGANY (A.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Sols et fondations (XIII)], 3 p., 16 fig.

Les expériences décrites prouvent que les pieux de fondations chargés normalement n'atteignent pas, en principe, l'état d'équilibre et cela aussi bien dans les terrains sablonneux que dans les terrains compacts. Les résultats des mesures indiquent le caractère asymptotique de l'allure de l'écoulement ou du glissement. Ce phénomène a été constaté aussi dans des fondations sur pieux, exécutées il y a quelques mois, et étudiées avec l'aide d'un absorbomètre.

On rendit visible l'écoulement secondaire et on l'enregistra en le photographiant après pétrification.

Les images rappellent les lignes de courant bien connues de l'hydrodynamique.
CDU 624.131 : 624.15.

Cib mij *Theory of foundations.*

Phenomena of flow in case of foundations of piles. POGANY (A.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (march-april 1953), n° 63-64 [Soils and foundations (XIII)], 3 p., 16 fig.

The experiments described prove that foundation piles loaded normally do not attain, generally, a state of equilibrium. This is as true of sandy as of compact soils. The measuring results indicate the asymptotic character of the form of flow or solide curve. This phenomenon has been noted also in pile foundations driven several months ago and studied by means of an absorptiometer.

The secondary flow has been made visible and has been recorded by photographing it after petrification.

The patterns obtained resemble the well-known flow lines of hydrodynamics.
UDC 624.131 : 624.15.

SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

MARS-AVRIL 1953

Sixième Année, N°s 63-64.

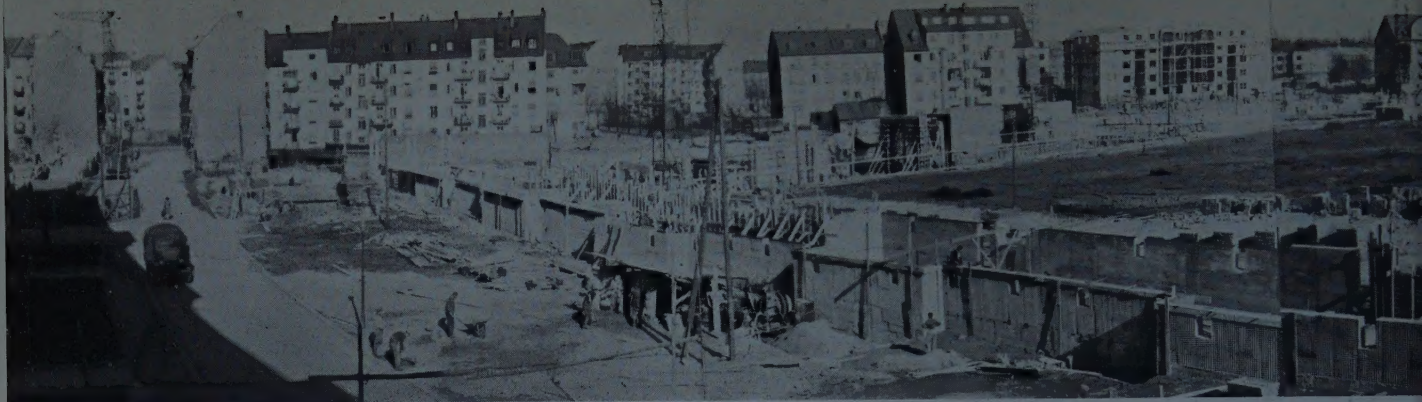
Série : ARCHITECTURE ET URBANISME (IX).

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

VISITE DE CHANTIER DU 27 FÉVRIER 1953

*(Photo Harang et Biaugeaud.)***LA CITÉ ROTTERDAM A STRASBOURG****Construction de 800 logements.**

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS



Vue du ch

STRASBOURG chantier pilote expérimental, sera fidèle au rendez-vous. Sur les 800 logements de l'opération plus de 200 sont déjà livrés à l'habitation, en avance de plus de 2 mois sur les délais. Ainsi, seront honorés les engagements pris par la France, pour le rapatriement des sinistrés de Kehl.

En lançant cette opération, la plus importante depuis la libération, l'Administration s'était fixée trois objectifs :

Technique, Économique, Social.

Les trois objectifs ont été atteints.

Exécuté conformément aux délais, dans le cadre d'un programme fonctionnel précis, d'un prix limite sévère et d'une technique bien mise au point, grâce à l'association des bâtisseurs, depuis le stade des études préliminaires, le chantier des 800 logements est une étape vers l'industrialisation du bâtiment.

Réussite technique, Strasbourg est aussi une réussite sociale.

Selon l'expression même de l'architecte M. Beaudouin. « La composition a été conçue comme une ceinture de bâtiments autour d'un jardin, capable de s'intégrer aisément dans le système des parcs de la ville, afin de compléter la chaîne des promenades déjà existantes. »

A 2 mois de son achèvement, la cité est là devant nous, s'ouvrant largement à la lumière, vers des espaces où la nature apportera le complément nécessaire à la vie des hommes.

Au delà des graphiques qui traduisent aujourd'hui les différentes étapes de la construction, il y a comme toujours la peine des hommes, les efforts obstinés d'adaptation et de recherche, que le succès d'une opération fait parfois oublier.

Strasbourg sera suivie d'autres chantiers dont les dimensions seront plus considérables encore.

Préparation minutieuse des études,
Unité de la conception et de l'exécution,
Continuité des programmes,

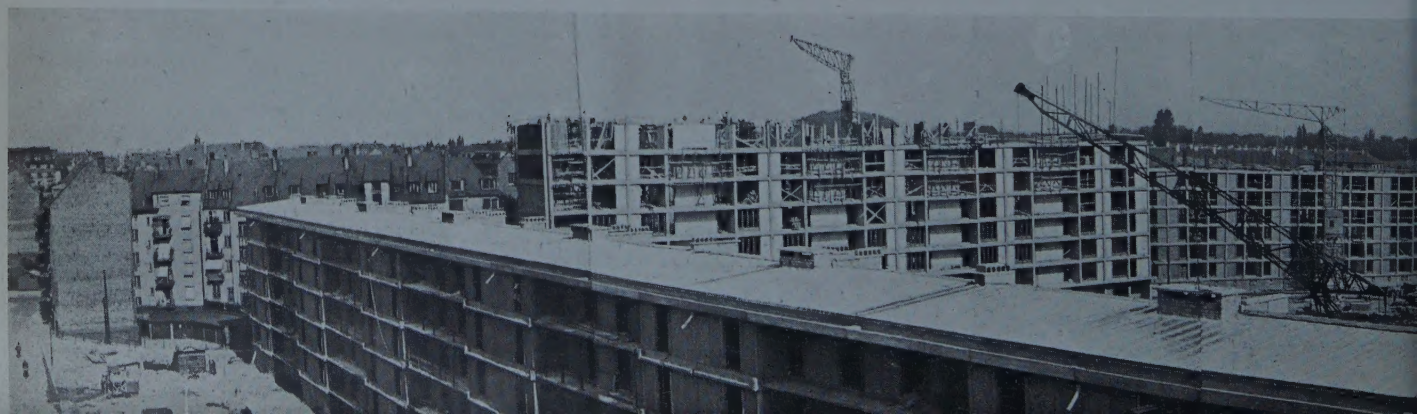
aideront notre pays à franchir les étapes d'un rude effort qui reste à accomplir.

Strasbourg, jalon de la Cité Nouvelle, ouvre les portes sur l'avenir.

SPINETTA,

Directeur de la Construction.
Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme.

Vue du c





mars 1952.

LE CHANTIER EXPÉRIMENTAL DE STRASBOURG

Il y a 2 ans à peine, le Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme publiait un avis de concours relatif à la construction, à titre expérimental, de 800 logements à Strasbourg, au lieu dit « Rotterdam Port-du-Rhin ».

Le terrain, d'une superficie de 10 ha, appartenait en grande partie à la Ville, la viabilité en était amorcée et l'idée d'y construire un ensemble résidentiel avait été retenue par les services municipaux d'architecture et d'urbanisme.

Strasbourg, incomparable ville d'art, cité moderne célèbre dans le monde entier par sa cathédrale prestigieuse, réunissait les conditions qui devaient permettre, pour la première fois en France, d'entreprendre un vaste chantier de bâtiments comprenant 800 logements et une école de 30 classes.

Strasbourg, qui fut exposée aux bombardements massifs et, qui, à la fin de la deuxième guerre mondiale dénombrait 10 940 bâtiments sinistrés dont 1 095 totalement détruits, devait permettre aux urbanistes, architectes, ingénieurs et entrepreneurs français de concevoir et de réaliser en toute liberté, l'une des plus grandes unités fonctionnelles de notre époque.

Les conditions du programme avaient été réduites au strict minimum et formulées de la façon la plus générale, de manière que puissent être accueillies toutes les solutions techniquement valables et socialement bien adaptées aux problèmes posés.

En juillet 1951, 30 équipes agréées, sur 64 qui avaient pris le départ, déposaient leurs projets.

Le jugement du concours eut lieu le 25 du même mois et l'équipe constituée par M. BEAUDOUIN, architecte en chef des Bâtiments Civils et des Palais Nationaux, ancien pensionnaire de l'Académie de France à Rome et la Société des Entreprises Boussiron, coordinatrice des entreprises groupées, fut chargée de l'exécution des travaux.

En octobre 1952, l'ordre de service de commencer les travaux, était notifié aux entreprises.

Les délais d'exécution devaient être tels que certains bâtiments de quatre étages, dont les fondations furent commencées en février 1952, devaient recevoir leurs locataires moins de 11 mois après le battage des premiers pieux.

En janvier 1953, une tranche de 200 logements terminés a été mise à la disposition de l'Office Municipal d'Habitations à Loyer Modéré de la Ville de Strasbourg, qui doit assurer la gestion de l'ensemble. D'autres appartements seront livrés en fin février et nous avons le ferme espoir que le délai de 18 mois qui a été fixé pour l'exécution de ce chantier expérimental de 800 logements, sera respecté par tous.

Le 31 mars 1953, grâce aux efforts obstinés des architectes, ingénieurs, entrepreneurs et ouvriers, l'équipe de Strasbourg aura gagné la partie.

M. CLÉMENT,
Délégué Départemental
du M. R. U. à Strasbourg.

août 1952.



LE PLAN MASSE

Ce fut sans doute la première fois dans notre histoire que l'on construisit huit cents logements en un temps aussi court et en un seul chantier. Socialement le fait est important. Il prouve que le souci du logement, qui fut pendant des siècles affaire privée, devient de plus en plus, sous la pression de la nécessité, affaire d'État.

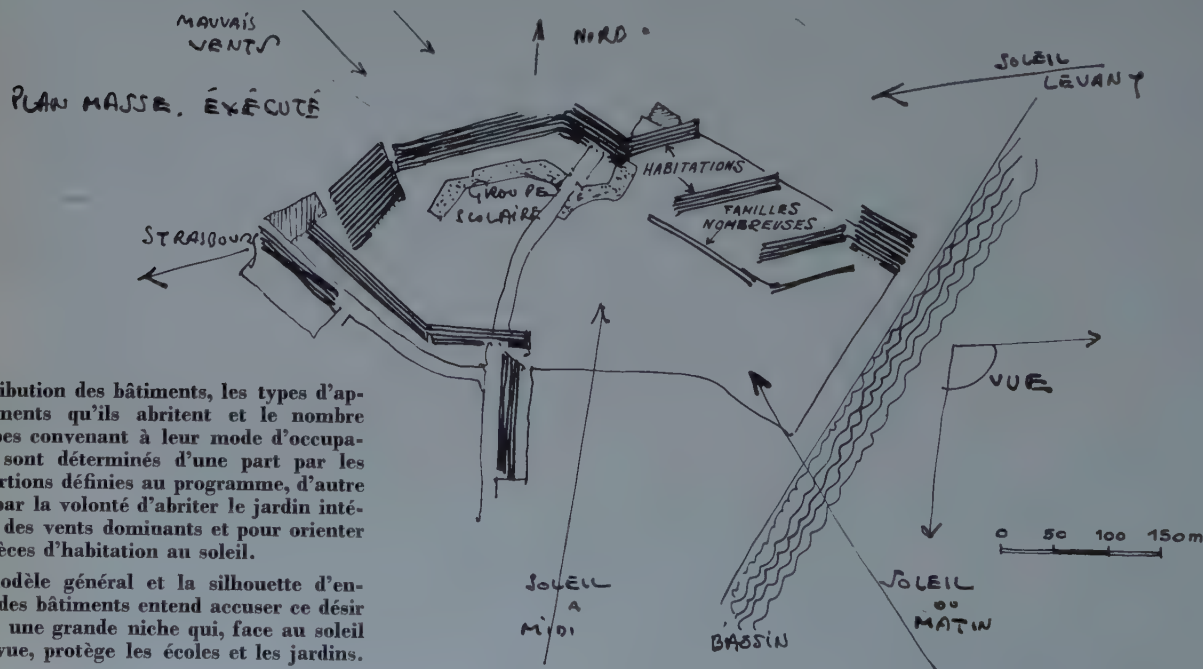
Il n'est pas demandé à l'architecte d'aimer ou d'approuver cet ordre naissant, mais d'en distinguer clairement les données pour le bien servir. Peut-être même le servira-t-il d'autant mieux qu'il lui sera personnellement plus étranger. Car s'il est quelque chance d'améliorer cet ordre, c'est de lui intégrer ce qu'il semble exclure. Aussi bien voyons-nous exceller dans les programmes populaires ceux qui ont fait le tour des idées et du monde et que des formes aristocratiques ont façonnés.

L'essentiel de toute composition réside en son centre. Le centre de la composition de Strasbourg est un jardin, qu'enveloppent des bâtiments d'habitation, selon le parti du parc Monceau, à cette différence près que l'ouverture de Monceau est au nord tandis qu'à Strasbourg elle est au sud.

Y a-t-il forme qui soit à la fois plus familière et plus patricienne que celle du jardin ? Peut-on imaginer tentative plus généreuse et plus paradoxale que de chercher à introduire les jeux des arbres, et même des eaux, dans le milieu urbain et collectif ? La discipline de l'architecture permet ce miracle. Huit cents pavillons dispersés font une banlieue : mais huit cents logements groupés donnent ses chances à un Versailles.

Il n'y a rien que de connu et d'éprouvé dans les procédés de construction employés à Strasbourg, de même que dans les plans des logements, qui sont à la fois denses et clairs. BEAUDOUIN ne s'est pas proposé de nous étonner mais de parfaire et de magnifier une forme, par le soin des détails et par le choix de son parti. Il arrive souvent, dans les formes classiques, que l'esprit soit d'autant plus libre qu'il se sert de mots plus usagés.

Pierre DALLOZ.



La distribution des bâtiments, les types d'appartements qu'ils abritent et le nombre d'étapes convenant à leur mode d'occupation, sont déterminés d'une part par les proportions définies au programme, d'autre part par la volonté d'abriter le jardin intérieur des vents dominants et pour orienter les pièces d'habitation au soleil.

Le modèle général et la silhouette d'ensemble des bâtiments entendent accuser ce désir d'ouvrir une grande niche qui, face au soleil et à la vue, protège les écoles et les jardins.

RÉFLEXIONS SUR LES CONDITIONS DU PROGRAMME ET DE SON EXÉCUTION

Les formalités de réception provisoire de la première tranche des 806 logements de Strasbourg, sont terminés depuis le 15 janvier 1953. Dès ce jour, 204 logements ont été mis à la disposition du service gestionnaire. Le 15 février, une seconde tranche sera livrée et tout permet de penser que, sauf accidents imprévisibles à l'heure actuelle, le programme entrepris sera terminé et livré en totalité avant le 31 mars, date fixée par l'Administration du M.R.U. pour la livraison complète de l'ensemble de l'opération.

Le délai d'exécution prévu par le Concours était de 18 mois; il a été ensuite ramené à 15 mois et 20 jours (10 décembre 1951-31 mars 1953), la notification du marché ayant été retardée, et la date de livraison fixée par des engagements pris au nom de la France lors de la convention de Washington n'ayant pu être reportée. On peut donc espérer que la première obligation imposée par le Maître de l'ouvrage, la condition de temps, sera respectée.

La condition de prix le sera également, car nous avons la conviction que l'opération se terminera complètement, c'est-à-dire que la livraison des locaux et le règlement des comptes se feront sans litige.

Ainsi les deux propositions du slogan : « pas un jour, pas un sou » énoncé par le Directeur de la Construction, refusant par avance tout retard ou tout supplément dès le moment où il a donné l'ordre de commencer les travaux, auront été observées dans le cadre fixé par le projet conforme au programme du concours et primé par le Jury de cette épreuve. Car il ne faut pas oublier que c'est ce projet qui définit l'ouvrage dont la réalisation est l'objectif poursuivi.

Le rappel des obligations de temps et de prix sous cette forme impérative, entendait marquer la volonté du Gouvernement de ramener à des conditions normales l'exécution d'une grande opération de construction au moment où la situation économique et sociale permettait de mettre un frein aux désordres, aux difficultés et à l'instabilité du marché du Bâtiment pendant les années d'immédiat après-guerre.

Puisqu'il semble bien que les buts proposés seront atteints dans quelques jours, il n'est peut-être pas inutile d'examiner, au moment où l'expérience touche à sa fin, quelles sont les conditions qui ont permis d'y parvenir et, en qualité d'architecte responsable de l'œuvre, j'aimerais noter simplement quelques observations que j'ai pu faire au cours de ces travaux.

* * *

Discuter du programme et discuter l'œuvre, c'est toujours et en tous points revenir au problème et à la solution.

Une entreprise de cet ordre est tout entière contenue en germe dans son programme qui exprime la volonté du Maître de l'ouvrage, le projet n'étant qu'une phase des travaux de conception architecturale et d'exécution qui ont pour but de le réaliser.

Qu'il me soit permis, au nom de ceux qui ont participé à cette réalisation de rendre hommage aux auteurs du programme, lequel, en aucun point et aucun moment n'a été trouvé en défaut. Sous tous ses aspects (procédure, définition des ouvrages, spécifications techniques, estimations, etc.), ce document a été pour nous le guide le plus ferme, le plus précis, le plus sage, et il est en fait responsable dès l'origine de la réussite de l'opération entreprise.

La suite des chantiers expérimentaux réalisés par le M.R.U. pendant ces dernières années a considéré plus particulièrement les problèmes de l'habitat collectif. Les leçons qu'il a été possible de dégager de ces opérations ont servi de base pour l'élaboration du programme de Strasbourg. Cette opération concerne un cas spécifiquement urbain (densité environ 240 habitants à l'hectare).

Les questions concernant le choix de l'emplacement en fonction des besoins du programme, sont des considérations fondamentales qui relèvent de la compétence de l'équipement du territoire, et qu'il n'y a pas lieu de discuter ici. Notons cependant, que de ce choix dépendent des facilités de construction sur le terrain (nature du sol, inondations, plantations, etc.); des facilités de desserte par terre, fer et eau (transports des matériaux, existence de réseaux d'alimentation et d'évacuation divers, transports en commun vers les lieux de travail et facilités de ravitaillement); réalisation de services collectifs (écoles, dispensaires, etc.) qui ont une importance très grande sur l'économie générale de l'opération.

Il semble se confirmer que l'ampleur d'un programme de cet ordre est un minimum si l'on veut obtenir des gains sensibles par une étude très poussée de fabrication et de construction des divers procédés qui peuvent être appliqués sur un chantier de ce type.

Le Ministère a décidé pour cette opération de lancer une consultation publique restreinte en mettant en compétition un petit nombre d'équipes (constituées par les concurrents) sélectionnées par les services ministériels sur présentation de références et de garanties. Il convient de souligner en ce point qu'un des facteurs essentiels (dont la charge incombe à l'architecte) dans la conduite d'une opération réalisée sous cette forme, est la création d'un esprit d'équipe qui lie en une étroite et cordiale solidarité tous les membres de ce même corps. Il est souhaitable que soit poursuivie cette façon de procéder certainement difficile à géné-

raliser et à mettre au point, mais capable de donner d'excellents résultats.

Il convient en ce point de bien préciser quel est l'ordre logique des travaux préparatoires pour établir le dossier du projet, et quel est le rôle de chacun dans ce scénario complexe.

Le rôle fondamental du Maître de l'ouvrage étant l'établissement du programme, qui, je le répète, contient toute l'œuvre en puissance, il appartient à l'architecte de composer le projet qui doit résoudre le problème aux innombrables faces que constitue ce programme. Le projet qui comprend plans et devis, définit une conception qui, par son caractère, son économie d'établissement et d'exploitation doit être pleinement satisfaisante; l'ordonnance fonctionnelle du projet doit être remise à l'étude jusqu'à complet accord du Maître de l'ouvrage.

Cette phase est l'étape de composition.

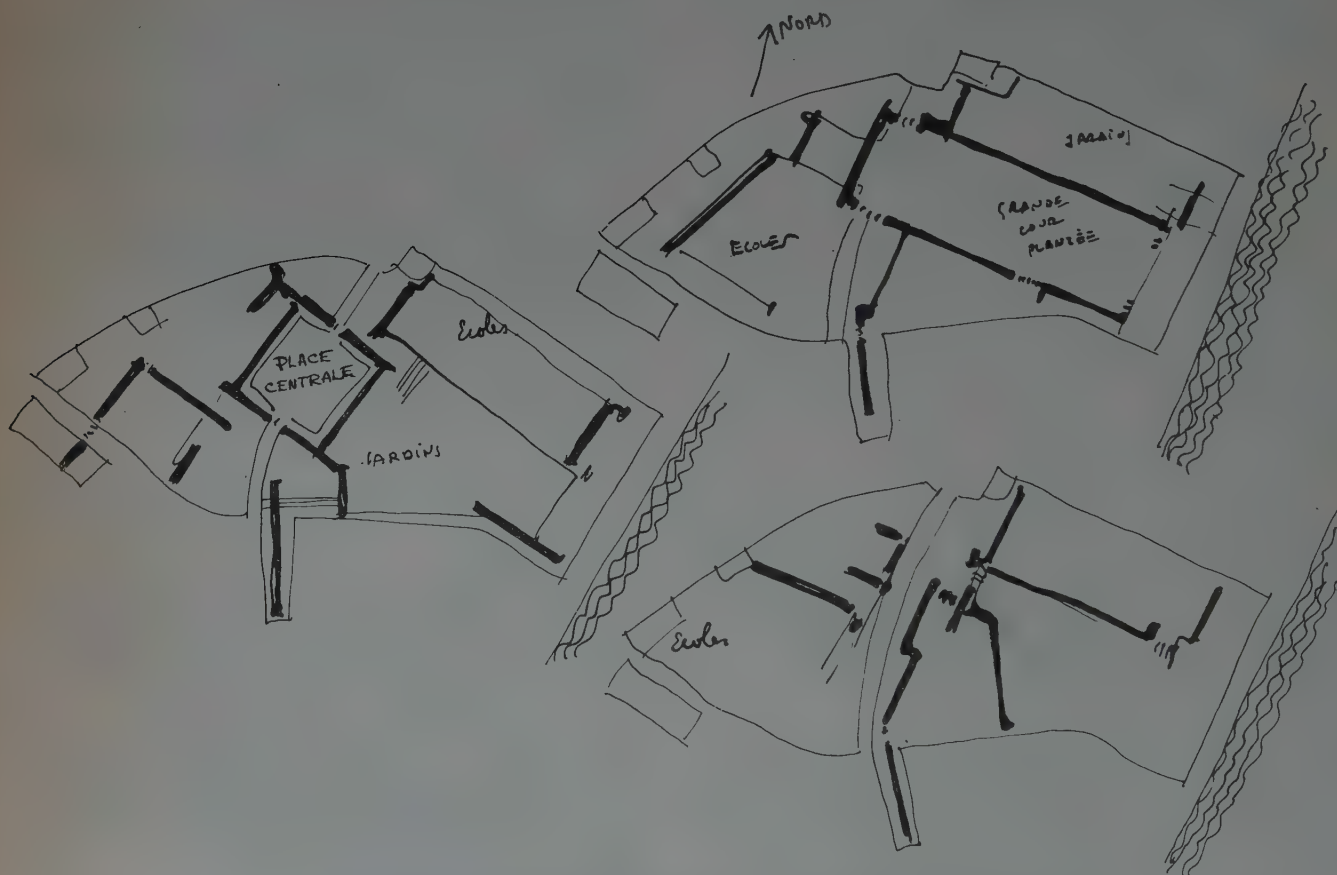
Dès l'approbation du dossier, que l'on peut, pour

plus de facilité, appeler l'avant-projet, il est souhaitable que l'architecte, auteur du projet et mandataire du client, soit en mesure de prendre contact avec les entreprises qui seront chargées de la réalisation. (Le procédé adopté pour choisir ces entreprises n'est pas à examiner ici et une discussion de cet ordre entraînerait bien au-delà des limites de cette simple note.)

La constitution d'une équipe bien unie, bien coordonnée et bien entraînée est de toute évidence indispensable.

Il convient de commencer les études avec cette équipe dans le cadre de l'avant-projet immédiatement après son approbation, afin que les dispositions du projet définitif soient élaborés en parfait accord entre le Maître d'œuvre, auteur du projet, et les entreprises qui exécuteront l'ouvrage.

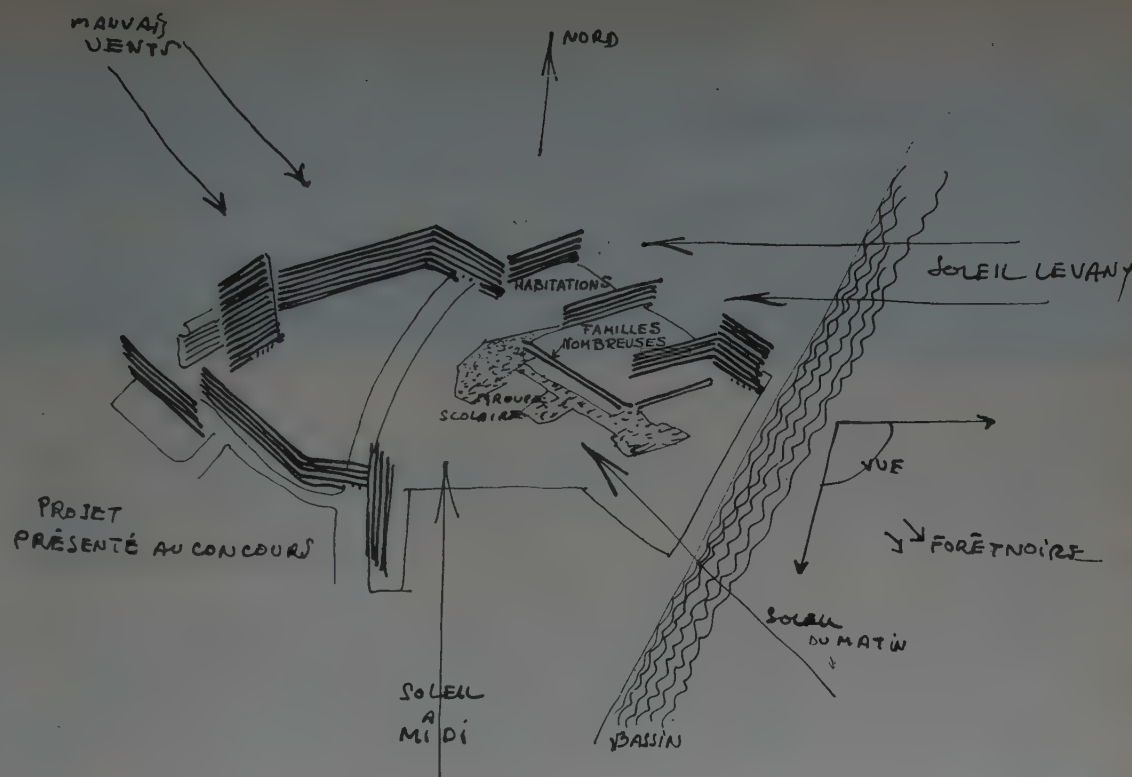
Lorsqu'un accord complet sera intervenu entre toutes ces parties intéressées, l'architecte pourra dresser son projet définitif et le bureau d'études des entreprises pourra établir les dessins d'exécution qui seront joints



Ces trois plans masse ont été successivement étudiés, ainsi que leurs variantes établies suivant la distribution dans les différents bâtiments des types divers d'appartements demandés.

Ces trois partis sont tous d'une même famille car ils implantent les bâtiments au centre de la composition.

Ils ont été abandonnés (ainsi que l'implantation en bandes parallèles) parce qu'ils occupent mal le terrain, qu'ils le divisent en une quantité de petits jardins, de places et de cours. Par ailleurs, les bâtiments étant toujours éloignés de la voirie existante, les dépenses de branchement et de voirie de desserte sont excessives.



Ce parti présente une implantation générale des bâtiments, enveloppant en un seul geste la totalité du terrain, laissant ainsi un espace intérieur considérable et dégagé sur une bonne orientation, libre, en un seul volume, capable d'être aménagé en un parc urbain pour s'enchaîner dans le système planté de la ville.

aux marchés ainsi que les plannings et tous documents fixant les modalités de la réalisation.

L'ensemble de ces démarches d'études si diverses implique une coordination et une confiance mutuelle qu'il est passionnant et difficile de réaliser.

De l'expérience du chantier de Strasbourg, on peut conclure également d'une façon formelle que l'un des facteurs principaux pour obtenir une exécution rapide des travaux réside dans la célérité des formalités de contrôle et de règlement. La parfaite coordination et la collaboration assurée sur le chantier par les Services administratifs du M.R.U. ont permis d'effectuer les opérations de contrôle des situations et le versement des acomptes dans des délais qui n'ont jamais dépassé 15 jours. Les entreprises ont trouvé dans cette bonne organisation administrative un appui très précieux.

* *

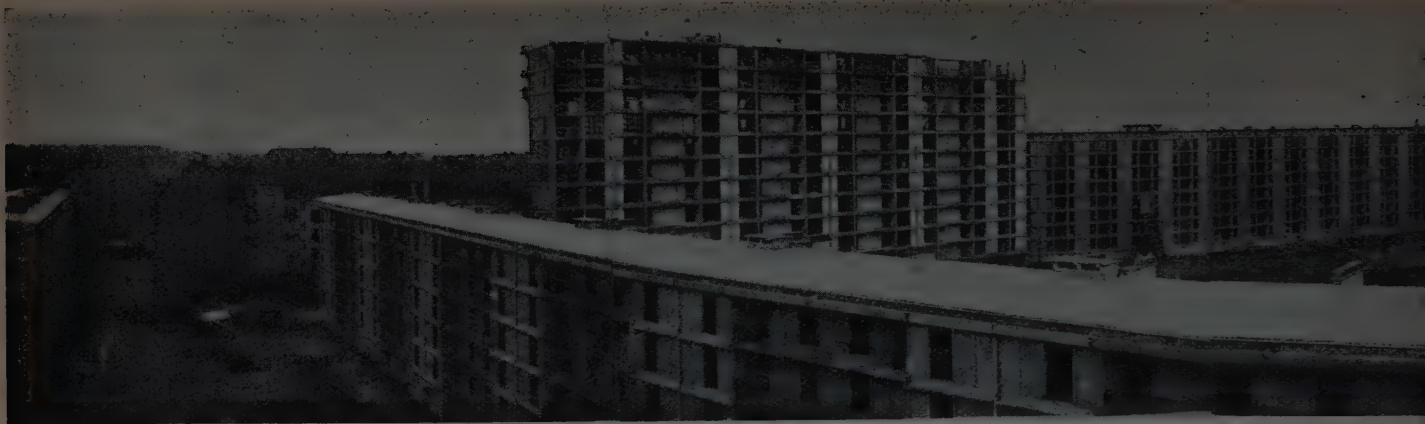
Je pense que l'expérience la plus importante, confirmée d'ailleurs pendant les travaux de cette opération,

a porté sur l'organisation du chantier et sa conduite rationnelle. Ceci à mon avis doit être examiné sous deux aspects également intéressants : économique et technique.

Pour être économique, le gros œuvre doit être exécuté avec les matériaux et dans les conditions qui sont localement et à un moment déterminé le plus avantageux, le projet étant établi en tenant compte de cette situation et en réduisant au minimum le nombre de ses éléments constitutifs. Ces considérations amèneront à la préparation et au montage sur le tas des éléments constitutifs du gros œuvre, afin d'économiser des frais de transport et de manutention importants.

Du point de vue technique, il est désirable de pousser beaucoup plus qu'on ne l'a fait jusqu'à ce jour, la normalisation des aménagements de confort, afin de réaliser en très grande série, par une fabrication industrielle standardisée, le groupement en un seul élément de toutes les installations nécessaires à l'équipement ménager intérieur d'une habitation.

E.-E. BEAUDOUIN



Vue du c

Maître de l'ouvrage.

Ministère

de la Reconstruction

et de l'Urbanisme.

LA CITÉ ROTTERDAM A STRASBOURG

I. — BUTS ET CONDITIONS DU CONCOURS

Le concours avait été annoncé fin 1950 par un avis du Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme dans les termes suivants :

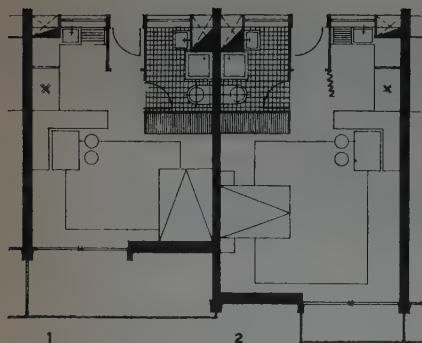
« En vue d'abaisser le coût de la construction et de réduire les délais d'exécution, le Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme ouvre, dans les conditions définies ci-après, un concours concernant la réalisation de 800 logements à Strasbourg, au lieu dit « Rotterdam, Port du Rhin. »

« Les constructions projetées, dont le caractère expérimental est souligné, seront édifiées conformément à un programme général des conditions techniques qui sera détaillé ultérieurement.

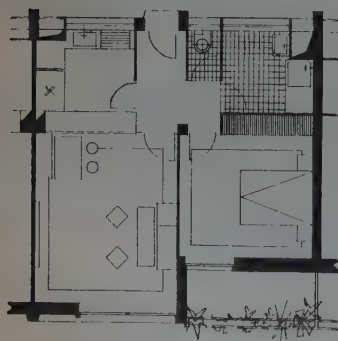
« Le concours est ouvert à tous les techniciens du Bâtiment groupés en équipes constituées d'architectes, d'ingénieurs, d'entrepreneurs (pour la réalisation des travaux tous corps d'état) et d'industriels.

« Les entreprises pourront être des entreprises générales ou des groupements d'entreprises des divers corps d'état, ayant une capacité de production suffisante eu égard à l'importance des travaux projetés.

« La condition formelle imposée est une coordination très étroite entre les corps de métiers, tant pour les études que pour l'exécution : cette coordination pouvant être obtenue, soit par une agence d'architectes, soit



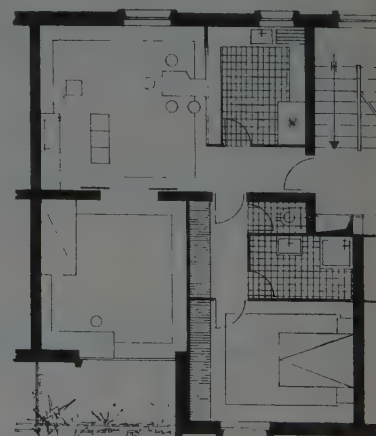
Appartements types I et II.



Appartements type III.



Appartements type IV.



Appartements type V.



octobre 1952.

par une entreprise jouant le rôle d'entreprise pilote, soit par un bureau d'étude inter-entreprise, un bureau d'ingénieur-conseil ou toute autre solution à proposer.

« Une organisation rationnelle du chantier devra être étudiée.

« Son application sera suivie de près dans l'exécution.

« Les architectes présenteront les plans et autres documents techniques sous leur signature et leur responsabilité, conjointement, s'il y a lieu, avec les autres techniciens qui se seront groupés avec eux en équipe. Les propositions de prix et de délais concernant l'exécution des travaux seront formulées par les entreprises et les industriels qui feront également partie de l'équipe et n'entraîneront en rien la responsabilité des architectes.

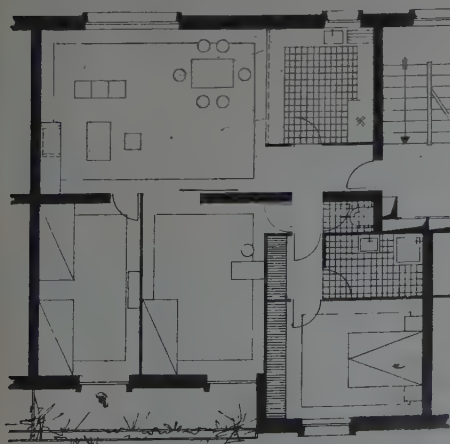
« L'équipe ayant présenté le projet jugé le plus intéressant sera chargée de l'exécution des travaux du chantier.

« Il est précisé que, dans cette exécution, les architectes des équipes seront rémunérés directement par l'Administration selon les barèmes applicables aux travaux effectués pour le compte des sinistrés (arrêté du 7 août 1947).

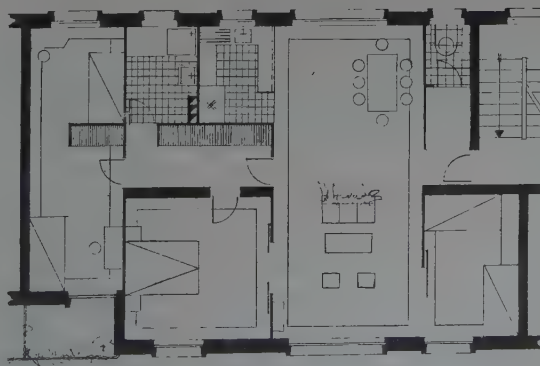
« L'Administration se réserve d'opérer tous contrôles lui permettant de procéder à des études de prix de revient et d'organisation de chantier.

« Les équipes qui ne seront pas chargées de l'exécution des travaux et qui auront présenté des projets jugés intéressants recevront éventuellement un remboursement forfaitaire de frais. »

On trouvera ci-après les principales conditions du concours résumées et commentées d'après les Cahiers du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment qui était le conseil du M. R. U. pour le jugement et la mise au point du projet.



Appartements type VI.



Appartements type VII.

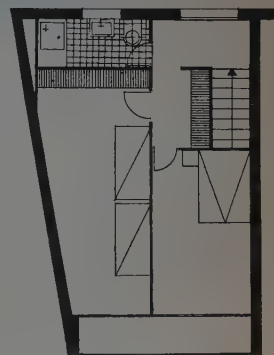
Architecte.

E. Beaudouin.

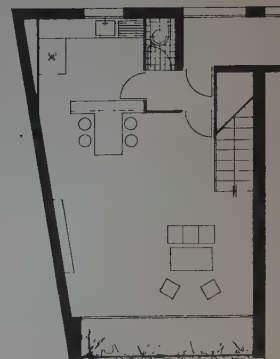
Mandataire pilote et gros œuvre.

Société des Entreprises Boussiron.

Société Nouvelle d'Entreprise Froment-Clavier.



Étage supérieur



Étage inférieur

Appartements type « Duplex »
(variante extrémité Bâtiment F).

1° Commentaire des conditions principales.

De même que pour les programmes antérieurs de chantiers d'expérience, le concours du programme 1951 avait pour objet de dégager des solutions permettant d'abaisser le coût de la construction et de réduire les délais d'exécution.

En ce qui concerne l'esprit du concours, la composition des équipes, les caractéristiques des logements et les prescriptions techniques, les indications du programme étaient tout à fait comparables à celles du précédent concours relatif aux chantiers de 200 logements (Villeneuve-Saint-Georges, Chartres, Creil). Les conditions techniques ne différaient que par quelques points de détail dont il sera question ci-après.

L'innovation importante du programme consistait à introduire parmi les conditions impératives un **prix plafond** dont le montant était évalué en valeur janvier 1951 et qui a été revalorisé ultérieurement en fonction de l'indice général de la construction. Les concurrents devaient donc établir leurs prévisions en se maintenant dans le cadre de ce prix plafond. Signalons que certaines équipes ne se sont pas conformées à cette condition impérative et ont remis des propositions dépassant ce prix plafond, ce qui a conduit à les classer dans une catégorie à part, le Jury ayant estimé que seuls les projets dont le prix était inférieur au prix-plafond, pouvaient être retenus pour le choix de l'équipe gagnante.

Le programme des conditions techniques laissait une très grande liberté aux auteurs des projets, de manière que puissent être accueillies toutes les solutions techniquement valables et socialement bien adaptées aux problèmes posés.

Les principales différences avec les conditions techniques du programme 1949 étaient les suivantes :

a) Composition des plans.

Alors que les logements du programme 1949 étaient répartis en logement de trois pièces principales et quatre pièces principales, le programme de Strasbourg prévoyait sept types de logements, répartis suivant des pourcentages correspondant à la composition des groupements familiaux auxquels ces immeubles sont destinés (relogement des familles strasbourgeoises actuellement installées à Kehl).

Les types sont caractérisés par une surface totale en œuvre, avec certaines tolérances en plus et en moins, sans que soient imposées de conditions particulières pour la composition des logements.

La hauteur minimum de sol à plafond, qui était de 2,50 m pour le programme 1949, a été abaissée à 2,25 m pour le programme de Strasbourg.

b) Chauffage.

Pour tenir compte de la situation géographique du chantier, la température minimum de base est fixée à -14° pour le programme de Strasbourg. Ce pro-

gramme est par ailleurs un peu plus sévère pour les espaces autres que la salle de séjour et la salle d'eau : 16° C au lieu de 14° C dans le programme 1949.

L'entrepreneur de chauffage devait en outre souscrire un engagement d'exploitation du chauffage ou garantir conjointement et solidairement cette exploitation par une entreprise agréée par le Maître de l'ouvrage.

c) Isolation thermique.

Pour les chantiers du programme 1949, les conditions concernant l'isolation thermique imposaient des coefficients maxima de transmission de chaleur par les murs extérieurs, le plancher bas du rez-de-chaussée et les plafonds sous comble.

Il est apparu que ces conditions avaient pour effet de défavoriser les solutions du type immeuble « épais » car, dans de tels immeubles, les surfaces extérieures de déperdition sont moindres, à volume de logement égal, que dans les immeubles du type « mince » ; il est donc possible, à déperditions égales par logement, d'admettre pour les immeubles épais, des coefficients de transmission par les parois plus élevés que pour les immeubles minces. Cette considération se trouve d'ailleurs renforcée par la nécessité où se trouve en général le Maître d'œuvre, de disposer d'une proportion de surface vitrée d'autant plus grande que l'immeuble est plus épais. Il a donc paru équitable, afin de ne pas défavoriser les solutions du type immeuble épais, d'imposer non pas un coefficient maximum de transmission par les parois extérieures, mais un taux maximum de déperdition de chaleur applicable au volume intérieur des locaux. Ce taux a été fixé à $1 \text{ cal/m}^3/\text{°C/h}$, en supposant que le renouvellement de l'air soit égal à une fois le volume des locaux par heure. Autrement dit, si cette condition de renouvellement de l'air est respectée, il résulte du programme de température indiqué pour l'installation de chauffage que les déperditions ne doivent pas excéder :

$$14 + 18 = 32 \text{ cal/m}^3/\text{h} \text{ pour la salle de séjour et la salle d'eau ;}$$

$$14 + 16 = 30 \text{ cal/m}^3/\text{h} \text{ pour le reste du logement.}$$

2° Programme technique. Avertissement liminaire.

« Le Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme en sollicitant les propositions des équipes de constructeurs pour le chantier expérimental de Strasbourg, précise tout d'abord qu'il a décidé de laisser la plus grande liberté aux auteurs des projets.

« C'est pourquoi, dans le programme, les conditions à respecter sont réduites au strict minimum et formulées de la façon la plus générale, de manière que puissent être accueillies toutes les solutions qui sont techniquement valables et socialement bien adaptées aux problèmes posés.

« Par contre, ces conditions, ainsi réduites, sont impératives et leur non observation entraînera le rejet du projet. Ces conditions sont indiquées ci-dessous. »



(Photo Harang et Biaugeois.)

Composition générale.

3° Conditions impératives.

a) Plan masse.

Les candidats devront :

— Prévoir une liaison de direction générale sud-nord joignant la rue de Rotterdam (à la hauteur de la rue de Bruxelles) au carrefour de la rue de l'Yser et de la rue d'Ypres. La largeur d'emprise de cette voie publique correspondra à deux courants de circulation. Des points de stationnement seront prévus en dehors de la voie.

— Réserver dans le plan masse l'emplacement d'une école de vingt classes primaires et de quatre classes maternelles, dans la partie Est du terrain.

La zone hachurée sur la maquette est un terrain militaire qui peut devenir disponible. Les concurrents n'y placeront pas de bâtiments faisant l'objet du présent concours; ils peuvent tenir compte de ce terrain dans leur plan masse, soit pour la création d'espaces verts, soit pour l'implantation totale ou partielle du groupe scolaire visé ci-dessus, les constructions existant actuellement sur le terrain militaire étant appelées à disparaître dans le cas où ces terrains militaires seraient cédés.

b) Caractéristiques et répartition des logements.

Les immeubles comporteront 800 logements y compris ceux affectés éventuellement au personnel des services communs avec tolérance de 10 logements en plus ou en moins.

- Type 1. — Surface 22 m² en œuvre avec tolérance de 10 % en plus ou en moins;
- Type 2. — Surface 30 m² avec tolérance de 10 % en plus ou en moins;
- Type 3. — Surface 45 m² avec tolérance de 10 % en plus ou en moins;
- Type 4. — Surface 57 m² avec tolérance de 10 % en plus et de 5 % en moins;
- Type 5. — Surface 68 m² avec tolérance de 10 % en plus et de 5 % en moins;
- Type 6. — Surface 82 m² avec tolérance de 10 % en plus et de 5 % en moins.
- Type 7. — Surface 96 m² avec tolérance de 10 % en plus et de 5 % en moins.

Les surfaces en œuvre visées ci-dessus seront mesurées conformément à la réglementation en vigueur pour la détermination de la surface réelle (décret du 22 novembre 1948, pris en application de la loi sur les loyers du 1^{er} septembre 1948). Par dérogation à l'article 5 dudit décret, les surfaces partielles ne seront

pas arrondies. Elles ne comprendront pas les parties communes (escaliers, circulations, etc.), ni les balcons, loggias, ou autres espaces ouverts à l'extérieur.

Chaque logement comportera les espaces nécessaires pour le repos, le travail familial, la préparation des repas, les repas, la toilette, les W.-C., les volumes de rangement (placards, penderies, etc.). Les circulations des locaux de rangement (caves, greniers), réservés plus spécialement à l'entrepôt (denrées, combustibles, etc.) pourront être prévues si la place le permet.

Les 800 logements seront répartis de la manière suivante :

4 %	du type 1 ;
8 %	du type 2 ;
15 %	du type 3 ;
25 %	du type 4 ;
30 %	du type 5 ;
14 %	du type 6 ;
4 %	du type 7.

La hauteur de sol à plafond ne pourra être inférieure à 2,25 m dans les pièces d'habitation et la cuisine ; la hauteur minimum de passage dans les locaux secondaires, annexes ou sous-sols sera de 2 m.

c) Normalisation.

Les portes devront être typifiées conformément à la C. G. n° 757 du 16 février 1947. Le nombre de types de portes palières et intérieures ne devra pas dépasser trois.

d) Équipement des locaux.

Les salles d'eau devront être séparées de la cuisine. Pour les types 1 et 2 les W.-C. pourront être communs avec la salle d'eau.

L'équipement du logement comportera :

- Une distribution d'eau froide et chaude ;
- Un évier de cuisine avec égouttoirs ;
- Un bac à laver receveur de douches avec crosse et pomme de douche ou une baignoire avec douche équipée ;
- Un lavabo ;
- Une cuvette W.-C. à l'anglaise avec chasse ;
- Un équipement électrique permettant la fourniture simultanée à l'ensemble des logements d'un même immeuble d'une puissance calculée à raison de 25 W/m² de surface en œuvre des logements telle que définie ci-dessus. Il sera prévu au moins une prise de courant dans la salle de séjour ainsi qu'une sonnerie à la porte d'entrée. En outre, il sera prévu dans la cuisine une prise pour four ou cuisinière électrique.
- Une installation de chauffage permettant au moins de chauffer convenablement la salle de séjour et la salle d'eau et de tempérer les chambres et le reste du logement. Pour une température extérieure de -14° C, la température des premières pièces (température de l'air à 1,50 m du sol et à une certaine distance des parois) devra être de 18° C ; celle des autres pièces de 15° C.

L'entrepreneur de chauffage devra s'engager à exploiter lui-même les installations collectives ou à

garantir conjointement et solidairement leur exploitation par une entreprise agréée par le Maître de l'ouvrage dans les conditions fixées par le cahier des charges et la soumission relatifs à l'exploitation du chauffage.

Au moins deux conduits dans la cuisine pour l'alimentation d'un fourneau à gaz.

Les immeubles de plus de quatre étages sur rez-de-chaussée comporteront des ascenseurs ; ceux de plus de deux étages comporteront des vide-ordures.

e) Procédé de construction.

Les concurrents seront libres d'adopter dans leur projet tous procédés de construction, et toutes dispositions qui leur paraîtront les plus convenables, tant pour les ouvrages de gros œuvre que pour ceux des corps d'état secondaires.

Les procédés nouveaux non agréés par le Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme ou le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment seront obligatoirement soumis à la procédure d'agrément du C. S. T. B. au moins 1 mois avant la date de remise des projets.

f) Isolation thermique.

L'enveloppe des immeubles devra avoir une isolation thermique telle que les déperditions calorifiques de chacun des logements, compte tenu des déperditions dues à un renouvellement de l'air supposé égal par heure à une fois le volume des locaux, n'excèdent pas 1 cal/m³ de volume intérieur/°C/h.

g) Stabilité et résistance

Les constructions projetées devront satisfaire aux conditions classiques de stabilité. Dans l'évaluation des efforts supportés du fait de la neige et du vent, il sera fait application des règles N. V. 46.

Pour les calculs de résistance, les concurrents devront observer le D. T. E. 2 du R. E. E. F. (surcharge des planchers) les règles C. M. 46 et les règles B. A. 45 ou les règles 48, ronds 40-80 (concernant l'emploi des ronds crénelés ou lisses d'acier mi-dur).

h) Prix.

Le prix de la construction proprement dite y compris les fondations et les services communs, même s'ils sont situés dans les locaux annexes, ne devra pas dépasser, pour 800 logements répartis suivant les catégories ci-dessus, la somme globale de 1 300 000 000 de F, valeur au 1^{er} janvier 1951. Ce montant sera revalorisé, s'il y a lieu, à la date du jugement du concours par application de l'indice général de la construction publié par le Ministre de la Reconstruction et de l'Urbanisme.

Les logements en plus ou en moins, dans la limite de la tolérance de 10 logements, seront évalués au

prix moyen de 1 625 000 F. Ce montant correspondant aux prix en vigueur le 1^{er} janvier 1951, sera revalorisé éventuellement comme ci-dessus.

Les travaux d'aménagement du terrain (voirie publique et privée, réseaux d'eau, de gaz, d'électricité, égouts, plantations, éclairage public) ne font pas partie du projet.

Ils feront l'objet cependant d'une estimation approximative qui sera jointe en annexe au projet et dont il sera tenu compte pour le jugement du concours. Cette estimation sera faite sur la base d'un bordereau de prix fourni par le Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme. On admettra pour l'étude des réseaux qu'on se raccorde aux canalisations existantes ou projetées par la Ville à la limite de périmètre et on ne tiendra pas compte des travaux à exécuter éventuellement hors de ce périmètre (renforcement de certaines canalisations par exemple).

On évaluera séparément d'une part les travaux de voirie et de canalisations publiques et, d'autre part, les travaux relatifs aux voies privées, aux espaces verts et aménagements annexes.

II. — PROJET ET JUGEMENT DU CONCOURS

Les documents permettant aux équipes admises d'établir leur projet complet et leurs propositions de prix furent remis aux intéressés fin février 1951. La date limite à laquelle les projets devaient être déposés étant le 30 juin, ces équipes ont donc disposé pratiquement d'un délai total de 4 mois seulement, y compris le temps minimum nécessaire à l'architecte chef d'équipe pour établir son plan masse et préciser les détails.

Ce temps s'est révélé nettement trop court malgré un travail effectué en liaison constante, les dessins de détail de projet et les prix n'ayant pu être mis au point que très tardivement. Le plafond du prix global strictement imposé a nécessité *in extremis* des modifications par l'architecte des dispositions techniques des prévisions du projet, et, malgré les économies réalisées par celles-ci, les entreprises ont dû consentir, pour cadrer dans le prix limite un rabais général sensible. Il y a tout lieu de supposer que cette difficulté a été rencontrée par toutes les équipes.

Trente équipes avaient été agréées par le M. R. U. sur soixante-quatre qui s'étaient offertes.

Entreprises :

Mandataire-pilote.

Société des Entreprises Boussiron,

Gros œuvre.

Société Nouvelle d'Entreprises Fro-
ment-Clavier.

Plâtrerie, cloisons.

Société d'Entreprise Deloffre.

i) Délai d'exécution.

Les 800 logements devront être livrés au plus tard dans un délai de 18 mois après la notification de l'ordre de service prescrivant de commencer les travaux.

j) Permis de construire.

Les constructions projetées seront exemptées du permis de construire en application de l'arrêté du 25 juillet 1949.

En particulier, les W.-C. et salles d'eau pourront être ventilés par gaines individuelles à l'aide des dispositifs présentant une garantie certaine de bon fonctionnement.

Les escaliers, les W.-C. et salles d'eau pourront être placés en position centrale sans prendre jour sur l'extérieur.

La ventilation des escaliers, s'ils sont en position centrale, devra être assurée. Les dispositifs d'aération prévus dans les logements contigus pourront servir à cette fin, pourvu que soient établis les circuits nécessaires et les différences de pression convenables entre la cage d'escalier et les pièces munies de gaines d'évacuation de l'air vicié.

Le jugement du concours fut effectué par un jury présidé par M. le Ministre de la Reconstruction, comprenant de hauts fonctionnaires du M. R. U., d'éminents Architectes et Urbanistes, le Directeur du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, le Commissaire à la Normalisation, deux Entrepreneurs membres du Comité National de la Reconstruction, un Inspecteur général et un Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées et quatre Architectes-Conseils de la Construction.

Les projets et maquettes, primés ou non, firent ensuite l'objet d'une exposition générale dans un hall du M. R. U. à Paris, fin juillet 1951.

Le premier prix comportant l'exécution des travaux fut attribué à l'équipe ainsi composée :

Architecte, chef d'équipe.

M. Eugène Beaudouin, ancien pensionnaire de l'Académie de France à Rome, Architecte en Chef des Bâtiments Civils et Palais Nationaux, Urbaniste.

Sols et étanchéité.

Société Moderne d'Entreprise Parisienne (M. O. D. E. P.).

Menuiserie, parquets, charpente.

Les Fils de Cyrille Ducret.

Menuiserie métallique, serrurerie.

Société Pilliard Frères.

Exploitant : Société Technique d'Exploitation de Chauffage.

Électricité.

Entreprise Chauvin Geerinckx et Cie.

Plomberie.

Établissements J. Borot.

Peinture, Vitrerie.

Entreprise Maurice Richard.

Ascenseurs.

Ateliers Otis Pifre.

Stores.

Roussel.

Chauffage central.

Installateur : Établissements Nessi
Bigeault et Schmitt.

Conformément aux conditions du concours, la **Société des Entreprises Boussiron, Mandataire-Pilote**, désignée d'un commun accord par les Entreprises groupées, avait été proposée par M. Beaudouin à l'agrément du M. R. U. M. Beaudouin, Chef d'Équipe pour l'établissement du projet, devenait dès lors l'Architecte de l'Administration pour l'exécution des travaux.

III. — MISE AU POINT DU PROJET ET DU MARCHÉ

On comprend aisément que tous les détails d'un projet d'une telle ampleur ne pouvaient être examinés par le Jury du Concours ; il appartenait donc au Service des Constructions Expérimentales du M. R. U. de procéder à un examen et une vérification complète des propositions présentées.

Ce service s'attacha particulièrement à mettre au point minutieusement, avec l'architecte et avec chacune des entreprises intéressées, les détails du devis descriptif et estimatif. Ce travail fut effectué dans le courant du mois d'août 1951, et les entreprises étaient en mesure de donner, le 10 septembre, leur accord unanime au sujet du devis descriptif remanié, qui comportait l'introduction par le M. R. U. de quelques prescriptions techniques nouvelles à la demande du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment.

Simultanément le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, consulté par le M. R. U., examinait plus particulièrement les questions relatives au chauffage, à l'isolement thermique et aux revêtements de sols. Il constatait que, malgré les grandes surfaces de baies éclairantes, et grâce à la prévision de double-vitrages, le chauffage par le sol et l'isolement thermique des murs prévus au projet étaient convenables.

De son côté, M. Beaudouin jugeait nécessaire d'apporter des aménagements à ses plans de projet et présentait le 13 septembre à M. le Directeur de la Construction au M. R. U. des nouveaux dessins qui nécessitaient pour accord des vérifications techniques et de prix de la part des entreprises, les conditions strictement imposées par l'Administration étant, bien entendu, le maintien sans changement du prix global et des délais.

Pendant ce temps le Service des Études de la Construction du M. R. U. et le C. S. T. B. poursuivaient avec l'architecte et les entrepreneurs de gros œuvre et de chauffage, l'examen critique du type de murs extérieurs proposé, les décisions et accords de principe à ce sujet intervenant finalement le 3 octobre. A la même époque, il avait été décidé par l'Administration que le contrôle de l'exécution des travaux serait confié au Bureau Véritas, lequel, après examen, demanda des précisions complémentaires et présenta diverses observations.

En conséquence, une deuxième mise au point de détail des devis estimatif et descriptif fut achevée à la mi-octobre, permettant à l'Administration d'entreprendre, avec le concours de l'architecte et des entreprises, la préparation des autres pièces définitives du marché à intervenir, lequel laissait subsister intégralement les conditions de prix global et le délai d'ensemble de dix-huit mois.

Enfin les accords complets du Ministère des Finances et du Service de Contrôle des Dépenses, garantissant les crédits nécessaires devaient être obtenus préalablement à la signature du marché, de telle sorte que, malgré la diligence de tous, la notification du marché ne put intervenir qu'à la date du 10 décembre 1951.

Néanmoins, en raison des engagements internationaux relatifs à la libération des logements de Kehl occupés par des sinistrés de Strasbourg, l'Administration, tant M. R. U. que préfectorale, imposait par ordre de service la date du 31 mars 1953 pour la fin des travaux, c'est-à-dire un délai d'un peu plus de 15 mois au lieu de 18 mois, nécessitant l'exécution de tout le gros œuvre en une seule belle saison et une révision générale des plannings.

IV. — DESCRIPTION DU PROJET D'EXÉCUTION

LE PROJET

A. — Composition.

La composition du groupe est conçue comme une ceinture de bâtiments autour d'un jardin public (disposition analogue à celle du Parc Monceau à Paris, les surfaces des deux jardins étant d'ailleurs sensiblement égales). La diversité d'implantation des bâtiments, le jeu de leur hauteur, celui des percements de leurs façades, ont été étudiés dans le but de donner un aspect vivant à la composition tout entière.

Les bâtiments disposés de cette façon au pourtour du terrain sont tous immédiatement accessibles des voies publiques existantes, ce qui permet de réduire au minimum les voies carrossables à l'intérieur du parc en même temps que la longueur des canalisations de toutes sortes qui doivent être branchées sur les conduites du réseau public, et amène par conséquent à réaliser de sensibles économies.

L'ensemble tourne le dos au nord-ouest pour s'abriter des vents dominants et se trouve de la sorte orienté de telle façon que les pièces habitables de tous les logements sont ensoleillées.

Les huit cent huit logements sont répartis dans onze bâtiments dont la hauteur varie de un à treize étages sur rez-de-chaussée et se divisent en huit types (les surfaces indiquées sont les surfaces utilisables et sont calculées en mètres carrés) :

	PIÈCES principales	PIÈCES Secondaires	CIRCU- LATIONS	TOTAL
Type I.....	14,96	9,85	1,40	26,21
Type II.....	22,14	9,85	1,40	33,39
Type III.....	27,92	13,73	4,58	46,23
Type IV.....	36,87	15,81	5,80	58,48
Type V.....	45,29	15,54	6,09	66,92
Type VI.....	62,82	15,91	6,44	85,17
Type VII.....	73,37	13,14	7,62	94,13
Type Duplex (1).....	52,70	15,58	12,40	80,68

Les appartements pour célibataires et ménages sans enfants sont groupés dans les bâtiments élevés (ascenseurs) ; ceux pour ménages avec enfants dans les bâtiments à quatre étages, enfin ceux pour les familles nombreuses dans les bâtiments à un ou deux étages. Ces derniers, au rez-de-chaussée, bénéficient de l'adjonction d'un petit jardin particulier.

Les bâtiments sont au nombre de onze.

Distribution et aménagement des logements.

Tous les appartements comprennent outre les pièces habitables (salle de séjour et chambres) : une entrée, une cuisine, une salle d'eau et des W.-C.

Le vestibule d'entrée forme tambour, isolant toutes pièces habitables des circulations d'accès. La cuisine,

suivant le cas, est isolée de la salle de séjour ou s'ouvre largement sur elle. Un balcon ou une loggia complète la distribution.

Confort.

Un des premiers éléments de confort dont jouissent les logements est l'ensoleillement des pièces habitables et la vue qui s'ouvre sur le parc.

Les bâtiments élevés sont dotés d'ascenseurs.

L'isolation thermique est assurée, par le mode même de construction et par des double-vitrages à toutes les fenêtres des pièces habitables.

Le chauffage par le sol, par rayons infra-rouges, assure une température de 18° dans les pièces de séjour et les salles d'eau et 16° dans les autres pièces, pour une température extérieure de 14° sous zéro ; de plus, la possibilité d'installer un poêle dans la salle commune est prévue.

Les W.-C. sont indépendants.

La salle d'eau est équipée d'un bac à laver récepteur de douche.

L'eau chaude est distribuée dans toutes les salles d'eau et les cuisines.

Outre les cheminées et les conduites de gaz habituelles, on trouve dans les cuisines une prise de courant-force.

A l'exception des appartements de une et deux pièces, tous les logements possèdent une paroi équipée de placards et d'un passe-plats entre cuisine et coin à manger.

Les volumes de rangement à panneaux coulissants ont été largement prévus.

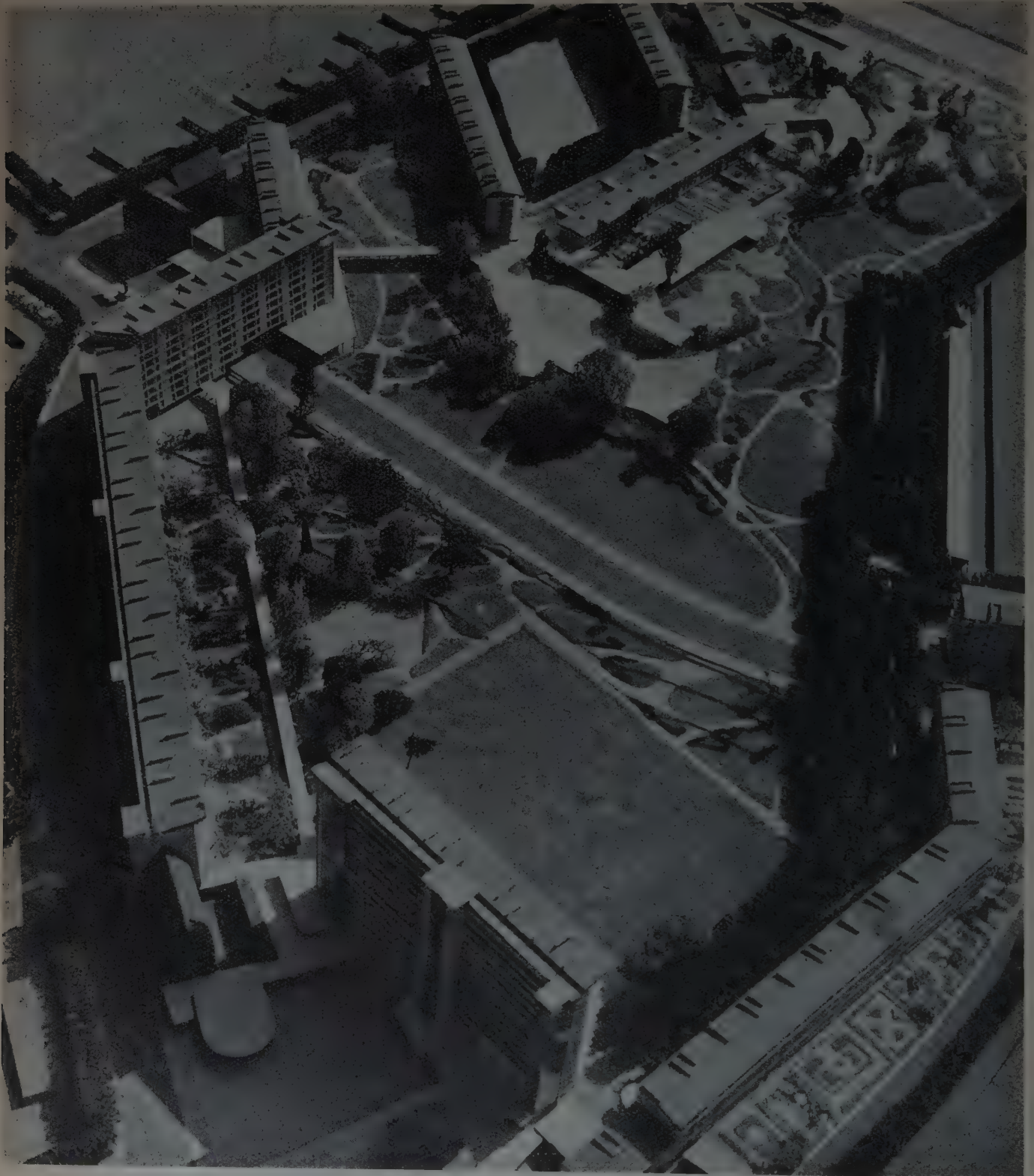
Dans les bâtiments bas, les postes vide-ordures se trouvent sur les paliers qui ne desservent chacun que deux appartements ; dans les bâtiments élevés, des postes sont placés à chaque étage sur la galerie de circulation.

Le jardin.

Le jardin est composé pour mettre à la disposition de tous le maximum d'agréments : terre-pleins pour les jeux, pelouses gazonnées, plantations d'arbres, chemins asphaltés pour la promenade des piétons. Un grand mail de 500 m de longueur traverse le terrain d'est en ouest.

La mise en valeur de ce parc est basée sur le choix et la disposition des arbres, de taille, de port, de végétation et de couleurs très variés, plantés en bouquets ou en massifs formant une suite de niches d'un dessin très libre toutes ouvertes sur le sud ou le sud-est pour abriter les promeneurs des vents dominants et leur assurer le maximum d'ensoleillement.

(1) Logements supplémentaires hors marché.



Importance des espaces verts.

(Photo Harang et Blaugeaud.)

B. — La construction.

Types de constructions.

Onze bâtiments A, B, C, ... K comprenant 806 logements.

A. — 4 étages....	60 logements type 68 m ²
B. — 4 étages....	104 logements type 68 et 82 m ²
C. — 4 étages....	40 logements type 82 m ²
D. — 13 étages....	125 logements type 45 m ²
E. — 6-7-8 étages....	198 logements type 57 m ²
F. — 4 étages....	40 logements type 68 m ²
G. — 4 étages....	60 logements type 68 m ²
H. — 4 étages....	50 logements type 68 m ²
I. — 8 et 9 étages....	97 logements type 22 et 30 m ²
J. — 1 étage	16 logements type 96 m ²
K. — 1 et 2 étages....	16 logements type 96 m ²

Les bâtiments les plus élevés D (13 étages), E (6, 7, 8 étages) et I (8 et 9 étages) sont du type à ossature en béton armé. Les autres sont à murs porteurs.

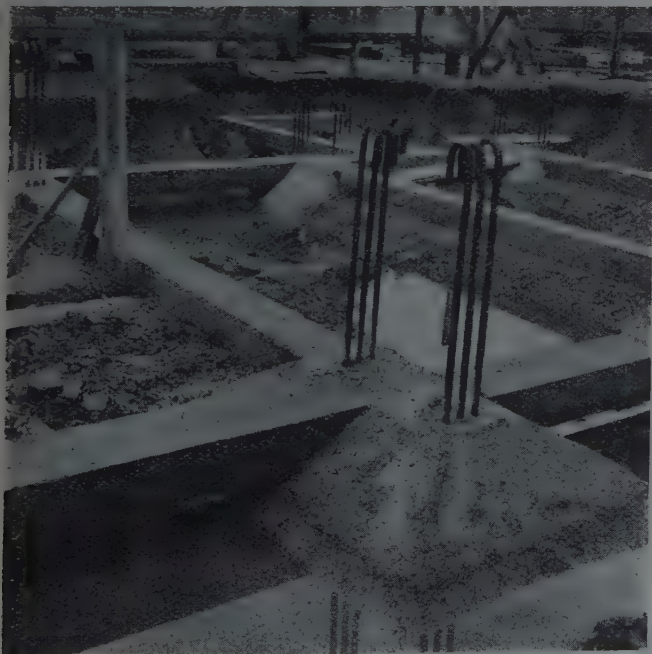
Fondations.

Les terrains (anciens jardins ouvriers de la Ville de Strasbourg) font partie de la plaine alluvionnaire du Rhin (gravier et sable à 1 m de profondeur). Des anciens fossés et bras morts du Rhin les recoupent.

Sur le gravier :

Fondations normales sur semelles de 0,60.

Larges semelles plates en béton armé reliées à la base par des chaînages continus sous les bâtiments à ossatures.



(Photo Harang et Biaugeaud.)

Fondations normales sur semelles en 0,60.



(Photo Harang et Biaugeaud.)

Fondations de bâtiments à murs porteurs.

Sur les fossés vaseux et graveleux :

Fondations sur pieux Franki battus (6 à 10 m) et sur pieux moulés Forum (8 à 13 m).

La découverte du terrain a conduit à quelques extensions des zones de pieux prévus et à la purge de petites poches argileuses (15 % de la valeur des fondations initiales).

Murs sous-sol.

En béton banché à coffrages extérieurs en tôle ondulée.

Murs en élévation.

Avant les travaux, le type de mur extérieur, prévu initialement en béton caverneux avec plaque de façade en béton armé, a été modifié, à la suite d'un essai de déperdition calorifique, le coefficient de transmission de chaleur mesuré s'étant révélé supérieur au coefficient calculé du fait de la nature des matériaux locaux.

Le mur composite actuel est formé de dalles extérieures en béton caverneux de 2,25 m de hauteur et de 0,19 m d'épaisseur séparées par un vide d'air de 0,03 m d'un mur intérieur en briques perforées de 0,11 m; les deux éléments sont porteurs.

La dalle murale extérieure comporte un revêtement incorporé de couleur variable suivant les étages (quartzite blanche, rouge, noire, galets du Rhin, ciment décoré).

Dans les bâtiments à ossature, l'épaisseur de la dalle est ramenée à 15 cm (mur non porteur) et la paroi intérieure est en briques creuses.



(Photo Harang et Biaugeois.)

Murs de sous-sols en béton banché exécutés avec coffrage en tôle ondulée.



(Photo Guy Le Boyer, S. E. P.)

Façade nord. Fenêtres constituées d'éléments préfabriqués.

Murs de refend.

En briques pleines perforées (0,25 m d'épaisseur), porteuses ou de contreventement.

Planchers.

Hourdis Briluxfer en céramique (hauteur 0,15 m) armé d'un fer rond longitudinal, table de compression en béton de 5 cm enrobant les serpents de chauffage par le sol.

Revêtements de sols.

Ces travaux sont exécutés :

En Dalami : pour les cuisines, pièces d'eau, salles communes.

En Linoléum : pour les chambres.

Dans les deux cas, ces revêtements sont posés sur sol chauffant. Le sol est fourni par le gros œuvre, sous forme d'une chape en ciment parfaitement dressée. Les produits sont collés à l'aide de colles spéciales étudiées pour résister aux variations de température du sol chauffant.

Le Dalami est un thermoplastique complexe de résine bitumineuse et d'amiante, il est posé en dalles de 30 cm x 30 cm, épaisseur 3,2 mm.

La couleur choisie est brun uni.

Le linoléum appliqué est de ton havane, épaisseur 2 mm.

Plâtrerie.

Plafonds et enduits au plâtre à la parisienne ; cloisons en carreaux de plâtre et mâchefer (épaisseur 5 cm).

Charpente.

La charpente des onze bâtiments A-B-C-D-E-F-G-H-I-J-K est exécutée avec 2 500 fermettes bois.

Les fermettes composées d'éléments bois sapin 0,027 x 0,10 sont préfabriquées à l'atelier de l'entreprise à Strasbourg sur une grande table de travail de plus de 10 m de longueur où chaque élément est repéré, coupé et cloué sur cette table.

Au fur et à mesure de l'avancement de la construction des bâtiments et après arase du dernier étage, les fermettes sont approvisionnées, levées et montées à la grue par groupe de 10 à 12, placées à 0,50 d'axe en axe avec croisillons et entretoises pour recevoir un voligeage et une couverture en feuilles d'aluminium, partie à deux pentes pour les bâtiments à murs porteurs et partie à une pente pour les bâtiments à ossature béton armé.

Couverture.

Le souci de construction économique qui a inspiré le projet a fait rechercher le mode de couverture le plus durable pour le meilleur prix. Le choix du matériau de couverture proprement dit a donc été étudié

en tenant compte du prix de la charpente et du pouvoir isolant.

L'ensemble de ces préoccupations a imposé l'aluminium en rouleaux posé suivant le système à double agrafure dit « à joints debout » qui a permis de réduire la charpente à 0,10 de pente par mètre.

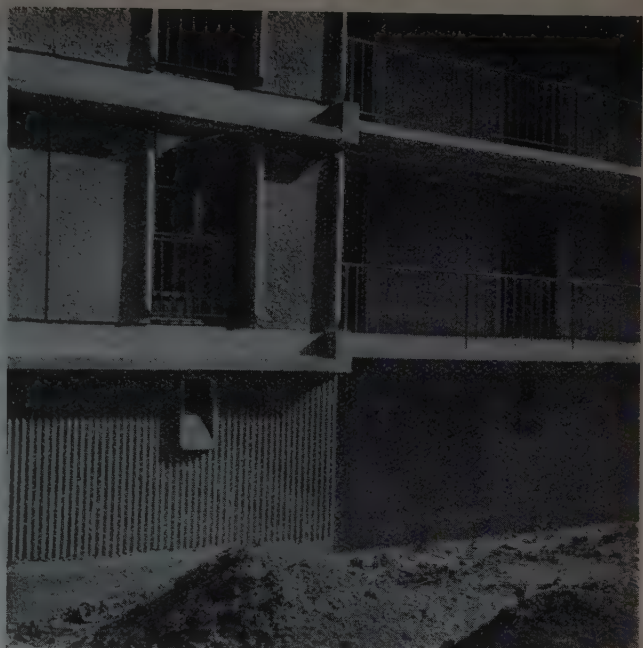
Cette faible pente, ajoutée à la légèreté du matériau, a conduit à la mise en place d'une charpente extrêmement légère constituée par des fermettes espacées de 0,50, sur lesquelles a été posé un voligeage jointif en sapin de 0,016 d'épaisseur.

L'isolation du gros œuvre s'est ainsi trouvée renforcée du fait de l'épaisseur supplémentaire du voligeage sans augmentation du prix, de sa pose jointive, de la présence du feutre goudronné, et enfin du pouvoir réfléchissant élevé de l'aluminium.

La qualité employée a été l'Alufran, qualité « toiture ».

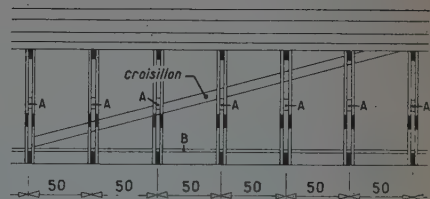
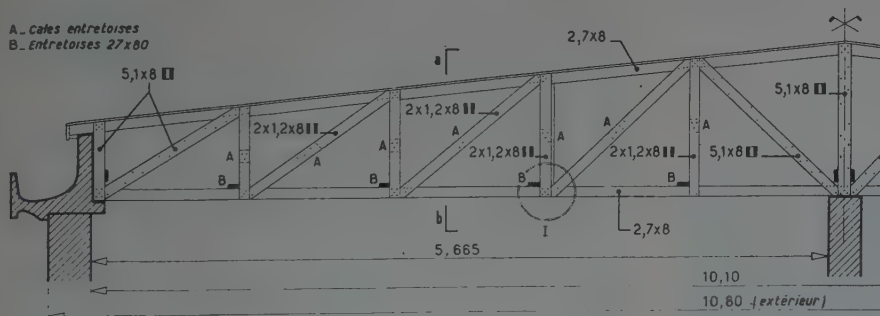
Chauffage.

Le programme du concours prévoyait une installation de chauffage capable de satisfaire aux déperditions de l'enveloppe de l'ensemble des bâtiments, elle-même conçue, du point de vue isolement thermique, de telle façon que la déperdition horaire par mètre



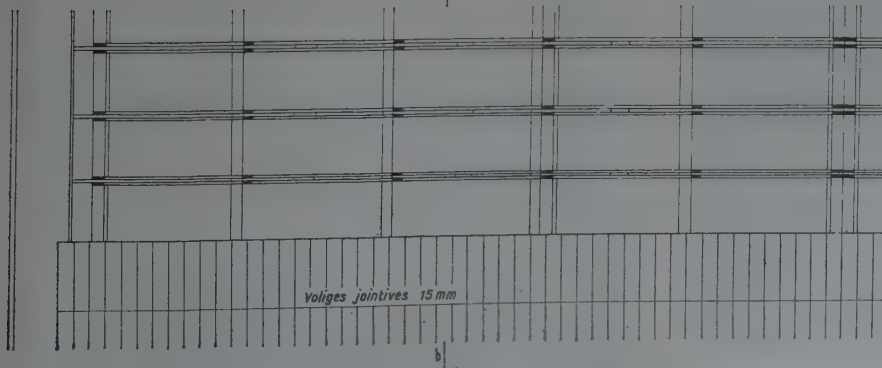
(Photo Harang et Biaugenud.)

Façade sud. Murs composites constitués de dalles comportant des revêtements différents.

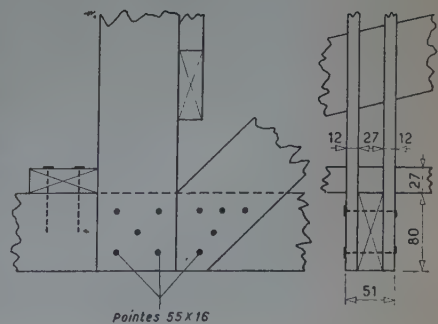


COUPE. a-b

a



DÉTAIL - I



Détail des charpentes.



(Photo Guy Le Boyer, S. E. P.)

Pose des serpents de chauffage.

cube d'air chauffé et par degré de différence entre les températures extérieure et intérieure soit au maximum de 31 calories.

Dans ces conditions, la déperdition totale de l'ensemble des 806 logements s'élève à 4 800 000 cal.

Les températures garanties sont de 16 ou 18°, par — 14° extérieur, températures lues au thermomètre résultant, en période de chauffage continu.

Le système de chauffage réalisé est le chauffage par rayonnement de sol avec serpents en tube d'acier enrobés directement dans les dalles de compression des planchers en béton armé. Ceux-ci, du système Briluxfer, ont été exécutés de telle façon que les corporations gros œuvre et chauffage travaillent en parfaite coopération, la seconde suivant la première à quelques heures d'intervalle.

L'enrobage des serpents dans la dalle de compression a permis un travail rapide et d'un prix de revient réduit.

Chaque appartement a une installation individuelle branchée sur des colonnes montantes desquelles il peut être isolé par une vanne placée dans une gaine à l'extérieur de l'appartement, vanne à laquelle pourrait être adjoint par la suite un compteur de calories individuel.

La seule partie visible de l'installation de chauffage dans chaque appartement est le collecteur de réglage avec la robinetterie, qui se trouve dans une pièce de service, et à partir duquel le locataire peut isoler, comme il l'entend, le chauffage de chacune de ses pièces.

L'installation générale comporte trois centrales pla-

cées, chacune, sous un bâtiment de grande hauteur, ayant permis la construction d'une cheminée convenable et comportant une batterie de chaudières en fonte équipées avec des brûleurs automatiques au charbon brûlant les flambants de Lorraine.

Un compteur de calories général, situé au départ de chacune des chaufferies, permet de lire la dépense mensuelle de combustible et de répartir, au mètre carré de surface habitable, la dépense correspondant à chacun des locataires.

L'installateur du chauffage a signé un contrat d'exploitation de 5 ans pour l'ensemble des installations.

Les trois chaufferies ont une puissance respective de :

3 300 000 calories	
3 000 000	—
2 000 000	—

Dans chacune se trouve la production d'eau chaude sanitaire distribuée vers les appartements par un ensemble de canalisations, suivant les canalisations de chauffage, soit dans les sous-sols, soit dans des caniveaux spéciaux, et calorifugées.

Aux 806 logements du M. R. U., la Ville de Strasbourg a adjoint les Écoles de la Cité Rotterdam, construites au Centre de la Cité. Ces écoles sont, elles aussi, chauffées par rayonnement du sol et du plafond et elles sont raccordées à l'une des trois chaufferies ci-dessus avec un réseau spécial et un comptage particulier des calories, la Ville de Strasbourg devenant ainsi le principal client des H. L. M., gestionnaires de l'ensemble des 806 logements.

Commencée le 1^{er} décembre 1951, l'installation de chauffage, qui ne comprend pas moins de trois centrales, treize chaudières, 42 000 litres de stockage d'eau chaude, 180 000 m de tuyauteries, 3 500 robinets, etc., sera terminée au 31 mars 1953.

L'allumage de la première centrale a été effectué le 11 janvier 1953 et, dès le 15 du même mois, 200 logements chauffés ont été mis à la disposition des premiers locataires.

En ce qui concerne particulièrement l'installation de chauffage, les résultats ci-dessus n'ont été possibles que grâce à une coopération totale entre les entrepreneurs de gros œuvre et de chauffage central.

Menuiseries.

Les menuiseries extérieures (portes-croisées à deux ou quatre vantaux et châssis de cuisines, salles d'eau, escaliers) sont du type A. P. 41, fabriquées en série. Ces menuiseries sont en chêne de première qualité pour rester apparent avec châssis double vitrage et quincaillerie s'y adaptant.

Les baies d'ouverture extérieure, en dehors des châssis de cuisine et salle d'eau, sont des portes à balcon à deux vantaux de 1,20 m ou à quatre vantaux de 2,40 m de large.

Toutes ces portes à balcons sont exécutées en menuiserie chêne à double vitrage.

Elles ont été conçues pour aboutir à l'emploi rationnel du bois en employant une seule épaisseur de 41 mm, d'où grande simplification de débit, de stockage, de séchage, etc.

Toutes les pièces d'appui sont constituées par des assemblages à queue d'aigle collés; le jet d'eau assemblé après montage des châssis assure, en plus des assemblages tous collés, l'équerrage des châssis. Les équerrures deviennent complètement inutiles.

L'emploi d'une seule épaisseur permet également un placement parfait du bois et permet de livrer des ouvertures sans défaut.

Le ferrage est assuré par des charnières spéciales afin de permettre l'ouverture des battants pour le nettoyage des verres. Les châssis intérieurs sont bloqués par des vis en laiton.

L'isolation phonique due au double vitrage apporte un confort agréable.

Le châssis double vitrage couvre toute la surface de l'ouverture; deux éléments jouent un rôle important dans l'isolation :

La surépaisseur du bois,

Le double-vitrage lui-même.

Le coefficient de la vitre simple est de 5, celui du double vitrage égal à 3,2, celui de la double fenêtre à 3; l'emploi de la fenêtre à double vitrage apporte

dans l'installation de chauffage une économie de 10 % environ de calories, ce qui correspond à une économie d'exploitation équivalente.

Les portes d'entrée d'appartements sont du type isoplane, deux parements en contre-plaqué chêne, le parement extérieur en bois choisi pour rester apparent.

Toutes les portes intérieures (4 500) sont du type isoplane en Renitex avec huisseries métalliques.

Les huisseries métalliques d'un profil spécialement étudié sont d'une pose plus rapide que les huisseries bois et ont l'avantage de supprimer les moulures de chambranles.

Dans chaque type d'appartement il existe des placards dans les chambres ou dégagements, des meubles passe-plats entre cuisine et salle de séjour ou des meubles bas avec petites armoires dans cuisines.

Ces placards, passe-plats et armoires ont été conçus avec des portes coulissantes dans rainures de bâtis sans ferrage, les bâtis en sapin et parties fixes en Renitex pour être peints et les portes en contre-plaqué Okoumé de qualité pour rester apparent.

Sur chaque palier d'escalier des bâtiments à murs porteurs (A. B. C. F. G. H.) il existe une façade de gaine. Cette façade de gaine a été traitée, comme les portes d'appartements et forme un ensemble tout chêne de choix, avec un plafond en sous face du palier.

Dans les bâtiments à ossatures, les portes de gaines sont en Renitex pour être peintes et placées sur les galeries.



(Photo Harang et Biaugeaud.)

Portes-fenêtres standard à quatre vantaux double vitrage.

Les portes d'entrée d'immeubles sont en bois Nian-gon de très belle qualité pour rester apparent.

Plomberie sanitaire.

Évacuations. — Les chutes et évacuations d'eaux usées, comme les descentes pluviales, ont été exécutées en amiante-ciment avec joints plastiques. Les risques de rupture spontanées aux variations de température ou par l'effet des tensions internes ont été ainsi éliminés.

Les tuyaux ont été moulés de longueur en usine, de manière à assurer partout la hauteur d'étage sans aucune coupe sur le chantier, en dehors des passages de portiques à rez-de-chaussée et des raccordements en ventilation primaire hors comble.

60 t de tuyaux ont été ainsi mises en œuvre.

Alimentations. — Les colonnes montantes d'eau froide et d'eau chaude, ainsi que les distributions intérieures des appartements, ont été réalisées en tube d'acier galvanisé avec raccords en fonte malléable.

Les appareils de la salle d'eau étant groupés autour de la gaine de canalisations, ainsi que le W.-C. de certains types d'appartements, toutes les tubulures d'alimentation d'eau chaude et d'eau froide ont été coupées, filetées et coudées en usine. Le montage a été effectué sur place sans aucun façonnage nouveau. Les jeux nécessaires au rattrapage des différences de cotes de la maçonnerie ont été obtenus par l'emploi de tubulures de raccordement en cuivre.

Appareils sanitaires. — Bac à laver-receveur de douche en grès émaillé avec siphon en fonte émaillé.

Robinetterie inverseuse avec colonne de douche et pomme.

Lavabo Ideal Standard.

Bloc W.-C. Bloco.

Évier profond 60 × 50 à trop-plein avec siphon en fonte émaillé. Robinetterie à bec orientable.

Les volants des robinetteries de douche et d'évier ont été uniformisés avec ceux des robinets de lavabo, bien que de fabrication différente.

Gaz. — Exécuté entièrement sur place en tube d'acier galvanisé suivant les procédés traditionnels.

Vide-ordures. — À voie sèche système Lancery type « Sphéros » à herméticité permanente.

Ferronnerie.

Les balcons et balustrades sont composés essentiellement en tubes. Tous les assemblages étant réalisés par soudure électrique.



(Photo Harang et Biaugetaud.)

Balustrade de galerie avec panneaux de verre armé.

Les balustrades de galeries desservant les bâtiments à ossatures sont également composées en tubes avec assemblage par colliers permettant une grande rapidité



(Photo Harang et Biaugetaud.)

Balustrade standard des portes-fenêtres.

de montage. Ces balustrades sont garnies de panneaux en verre armé de forte épaisseur.

Dans les escaliers, des panneaux grillagés s'étendent sur toute la hauteur de l'immeuble dans le vide entre limons.

Papiers et peintures, Vitrerie.

Les deux principes qui ont présidé à cette exécution ont été :

d'obtenir le maximum de solidité et d'aspect dans le cadre d'un prix étudié,

et de rechercher des produits de qualité applicables par une main-d'œuvre moyenne.

Les menuiseries extérieures sont traitées à deux couches de vernis glycérophthalique.

Les portes intérieures recouvertes d'émail glycérophthalique sur un support aux résines vinyliques.

Les papiers d'apprêts traditionnels sont remplacés par des pâtes de couleurs vives et variées.

Les plafonds sont traités avec des badigeons cellulodiques.

Le mobilier intérieur est traité aux cires incolores.

Les ferronneries extérieures sont protégées par un émail glycérophthalique appliqué sur un anti-rouille au chromate de zinc.

Les dalles de protection extérieures des galeries sont en verre armé de 12/15 cm fabriqué spécialement par les verreries.

Électricité.

Colonnes placées en tube tôle, compteurs d'éclairage et compteurs de cuisson, canalisations intérieures sous tube tôle, minuteries.

Paratonnerres (cage de Faraday).

En ruban de cuivre rouge.

Ascenseurs (Bâtiments de plus de quatre étages).

Six ascenseurs électriques. Les ascenseurs jumelés desservent l'un des étages pairs, l'autre les étages impairs (sans arrêt au 1^{er} et 2^e étages).

« Les ascenseurs sont prévus pour des charges de 525 kg à la vitesse de 1 m/s et ils sont munis d'un dispositif d'isonivelage automatique par moteur à deux vitesses qui est entièrement automatique et indépendant du système de manœuvre. Toute dénivellation en dessus ou en dessous du niveau d'arrêt est corrigée automatiquement et celle provenant de l'allongement des câbles est également rattrapée automatiquement.

« Le système de manœuvre est du type « Collectif » avec enregistrement de tous les appels en cabine et des appels « Descente » aux paliers. Cet enregistrement permet de collecter à la descente tous les appels provenant d'un palier quelconque placé en dessous de la cabine en mouvement et l'enregistrement se fait dans l'ordre des paliers quel que soit l'ordre d'émission des appels. Cette manœuvre présente l'avantage de sup-

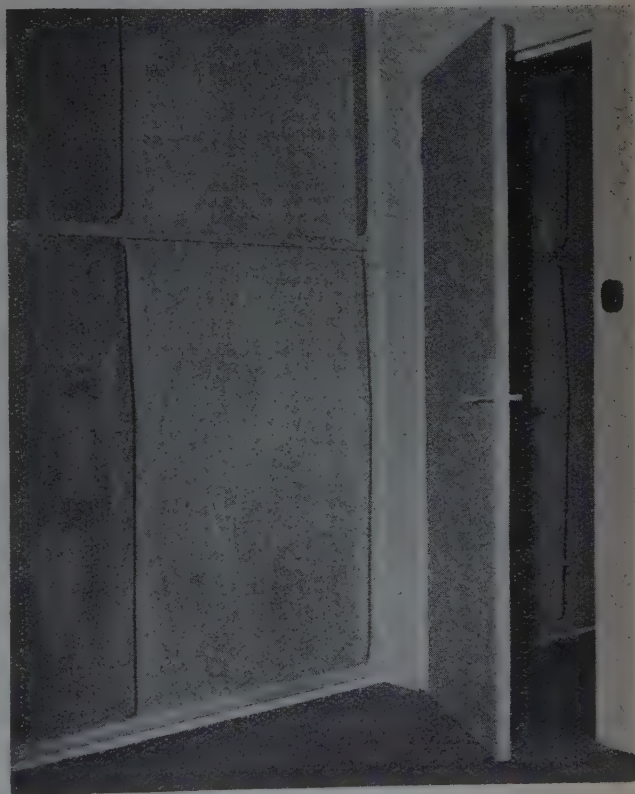
primer un grand nombre de courses inutiles puisque la cabine répond à toutes les demandes de la même manière qu'elle pourrait le faire si elle était prévue avec un liftier.

« On réalise évidemment avec cette manœuvre une économie sensible de courant par suite de la suppression des courses inutiles. »

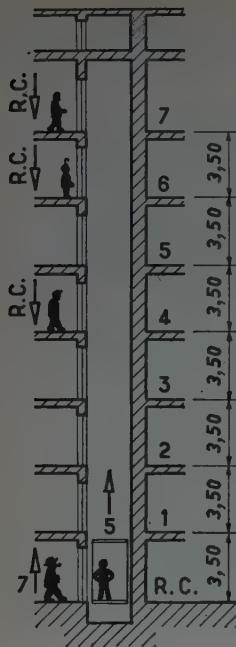
Sur le graphique ci-après ont été comparés le diagramme de marche d'un ascenseur doté de la manœuvre à boutons dite à blocage, et celui d'un ascenseur doté de la manœuvre collective descente.

On a figuré un immeuble de sept étages au moment où se présentent simultanément, lors d'une pointe quelconque de trafic de la journée, cinq passagers se trouvant à divers étages et désireux d'emprunter l'appareil. Dans cet exemple deux personnes pénètrent ensemble dans la cabine au rez-de-chaussée, l'une pour se rendre au cinquième étage, l'autre au septième, et trois personnes en attente au septième, sixième et quatrième étages désirent se rendre au rez-de-chaussée. C'est le trafic type des immeubles d'habitation, particulièrement celui des immeubles de H.L.M., trafic caractérisé par une circulation dans les deux sens entre le rez-de-chaussée et les étages, mais non entre étages.

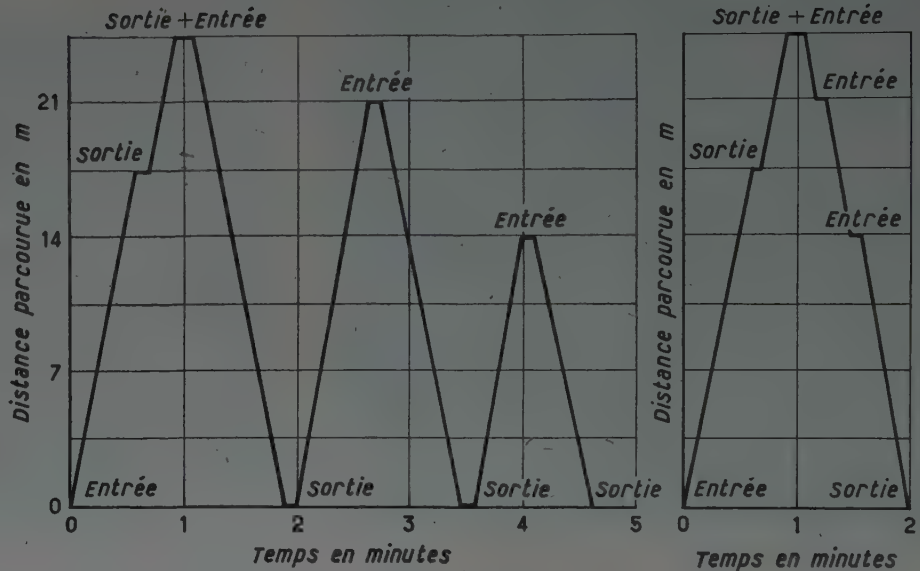
L'ordre d'acheminement des passagers dans le cas de la manœuvre ordinaire à boutons tient compte de la priorité d'appel réservée aux paliers les plus élevés



Mobilier incorporé traité aux cires incolores.



Comparaison entre manœuvre à boutons et manœuvre collective « descente ».



TEMPS. — Diagramme de marche d'un appareil à manœuvre automatique à boutons.

MANŒUVRE A BOUTONS. — Temps d'acheminement de cinq passagers : plus de 4 mn 30 s. Distance totale parcourue : 119 m.

TEMPS. — Diagramme de marche d'un appareil à manœuvre collective.

MANŒUVRE COLLECTIVE. — 2 mn. 49 s.

(à condition que le passager en attente maintienne son bouton d'appel enfoncé en permanence). La durée totale d'acheminement dépasse 4 mn 30 s. La distance totale parcourue est de 119 m.

Dans le cas de la manœuvre **collective descente** tous les passagers sont acheminés au cours d'un seul aller et retour de l'appareil. La durée d'acheminement est de 2 mn et le chemin parcouru de 49 m.

Dans ce cas la manœuvre **collective descente** réduit les temps d'attente de plus de moitié et entraîne une économie du même ordre en ce qui concerne la consommation du courant et l'usure du matériel.

D'une façon générale, en dehors des périodes de pointe cette économie demeure très sensible. Dans le simple cas-type de deux personnes stationnées à deux étages supérieurs de l'immeuble et désirant se rendre au rez-de-chaussée l'économie de temps et de courant est de l'ordre de 40 %.

En plus de l'économie qu'elle procure, la manœuvre **collective descente** améliore considérablement la qualité du service fourni.

En effet dans le cas de la manœuvre **à boutons** le temps d'attente d'un passager à un palier quelconque est tout à fait variable et nullement limité ; il dépend :

- De la persévérance avec laquelle le passager actionne son bouton d'appel jusqu'à ce que l'appareil soit disponible.

- Du comportement de l'occupant de la cabine qui peut immobiliser celle-ci de façon indéfinie.

- De la situation du niveau d'appel (en raison de la priorité des niveaux supérieurs).

— Du nombre d'appels simultanés, c'est-à-dire en fait, de l'heure de la journée.

C'est pourquoi on constate fréquemment, pour les immeubles d'un nombre de niveaux supérieurs à six ou présentant une certaine densité d'occupation, que les passagers renoncent à l'emploi de l'appareil pour la descente.

Au contraire la manœuvre **collective descente** remédie à tous les défauts ci-dessus grâce à :

L'enregistrement de tous les appels de cabine et paliers, qui permet de desservir simultanément et collectivement tous les passagers en cabine ou en attente aux paliers.

La séparation des appels « pour monter » (en cabine) des appels « pour descendre » (en cabine ou aux paliers) qui substitue aux déplacements désordonnés de la cabine des cycles réguliers « aller et retour » entre le rez-de-chaussée et l'étage d'appel le plus élevé en évitant les inversions de marche inutiles.

Il en résulte :

En premier lieu une utilisation totale de la capacité d'enlèvement de l'appareil au cours des périodes de pointe de trafic, permettant l'acheminement de tous les passagers au fur et à mesure de leurs arrivées.

En second lieu une régularité de service absolue à tous les étages, aussi élevés soient-ils, caractérisée par un « temps maximum d'attente » des passagers au rez-de-chaussée ou à un palier quelconque.

Ce temps maximum d'attente, aisément calculable, représente la durée d'un simple aller et retour de l'appareil sur la course totale (compte tenu d'un nombre maximum d'arrêts en route déterminé d'après le calcul des probabilités) ; c'est donc le délai d'attente pris dans

les circonstances les plus défavorables, c'est-à-dire aux heures de pointe de trafic, lorsque le passager enregistre son appel immédiatement après le départ de la cabine dans la direction désirée par lui.

En résumé pour assurer un service « ascenseur » digne d'un immeuble d'habitation moderne pour un nombre de niveaux supérieurs à six, service permettant notamment l'emploi de l'appareil pour la descente dans des délais d'attente limités, la manœuvre collective descente est indispensable. Dans bien des cas elle permettra à un seul appareil d'assurer un service plus rapide et plus régulier que deux appareils conjugués de conception périmée.

Stores.

La protection antisolaire a été réalisée par des stores extérieurs à projection variable du type à « l'italienne ».

Ce genre de store est celui qui est de beaucoup le plus employé en France.

Ses qualités sont :

La simplicité qui le rend d'un fonctionnement sûr.

La protection contre l'action du soleil est très grande, car les rayons solaires sont arrêtés avant qu'ils ne frappent les vitrages.

L'aération reste tout de même grande et réglable à volonté.

La manœuvre simple et robuste peut s'opérer de l'intérieur sans ouvrir les croisées.

L'encombrement du store fermé est le plus réduit par l'emploi de rouleau en acier et de tablier protecteur en toile forte.

L'isolation visuelle est également obtenue sans trop diminuer l'éclairage naturel de la pièce.

Stores vénitiens « Storlac ». — Les stores à lames en duralumin laqué, inclinables, type jalousie vénitienne, d'un emploi courant aux U.S.A., ont trouvé également quelques applications dans le groupe scolaire.

Ce type de store se pose à l'intérieur.

L'inclinaison des lames permet de régler à volonté le passage des rayons solaires, de l'air et la vue.

Ils habillent les vitrages et permettent des effets décoratifs.

V. — ORGANISATION ET PRÉFABRICATIONS SUR CHANTIER

COORDINATION ET PLANNING

L'Entreprise de gros œuvre, mandataire des entreprises groupées est chargée de la coordination des diverses entreprises, elle est responsable avec elles pendant la durée des travaux et jusqu'à la réception définitive, chacune des entreprises étant directement et personnellement responsable vis-à-vis de l'Administration des travaux compris à la partie du marché dont elle assure l'exécution.

Le fait d'adjuger simultanément la totalité des travaux et les avances de démarrage versées (10 %) devaient permettre aux entreprises de passer leurs commandes dès la signature du marché.

C'est ainsi que la menuiserie, la serrurerie, les tubes de chauffage central, le sanitaire, etc., ont été commandés, puis stockés sur chantier avant l'achèvement du gros œuvre.

Toutefois le gros œuvre rencontra quelques difficultés pour obtenir en temps utile et quantités convenables certains matériaux comme il est dit plus loin.

Les terrains disponibles en dehors des futures écoles ont été répartis pour les bureaux administratifs, le logement du personnel, stockages, aires de préfabrication, ateliers, bureaux d'entreprises, déblais, pépinières, etc.

L'organisation du chantier ressort du dessin annexé où sont repérés les bâtiments et les diverses installations et espaces réservés.

Préfabrication de gros œuvre.

Dalles murales, bandeaux, corniches, volées d'escaliers, encadrements de fenêtres de cuisines et d'escaliers, linteaux, jambages d'éviers, etc., sont moulés dans des ateliers spéciaux. Transport des éléments de 300 à 800 kg à pied d'œuvre par quatre camions dont deux aménagés en fardiers.

Atelier de coffrage.

Grâce à la normalisation recherchée par l'entreprise, tous les coffrages de murs de béton banché, en bois et tôle ondulée, tous les coffrages de portiques (de la dimension des portiques) ainsi que les coffrages de poteaux d'ossatures et les étais de planchers, sont réutilisés jusqu'à achèvement des travaux.

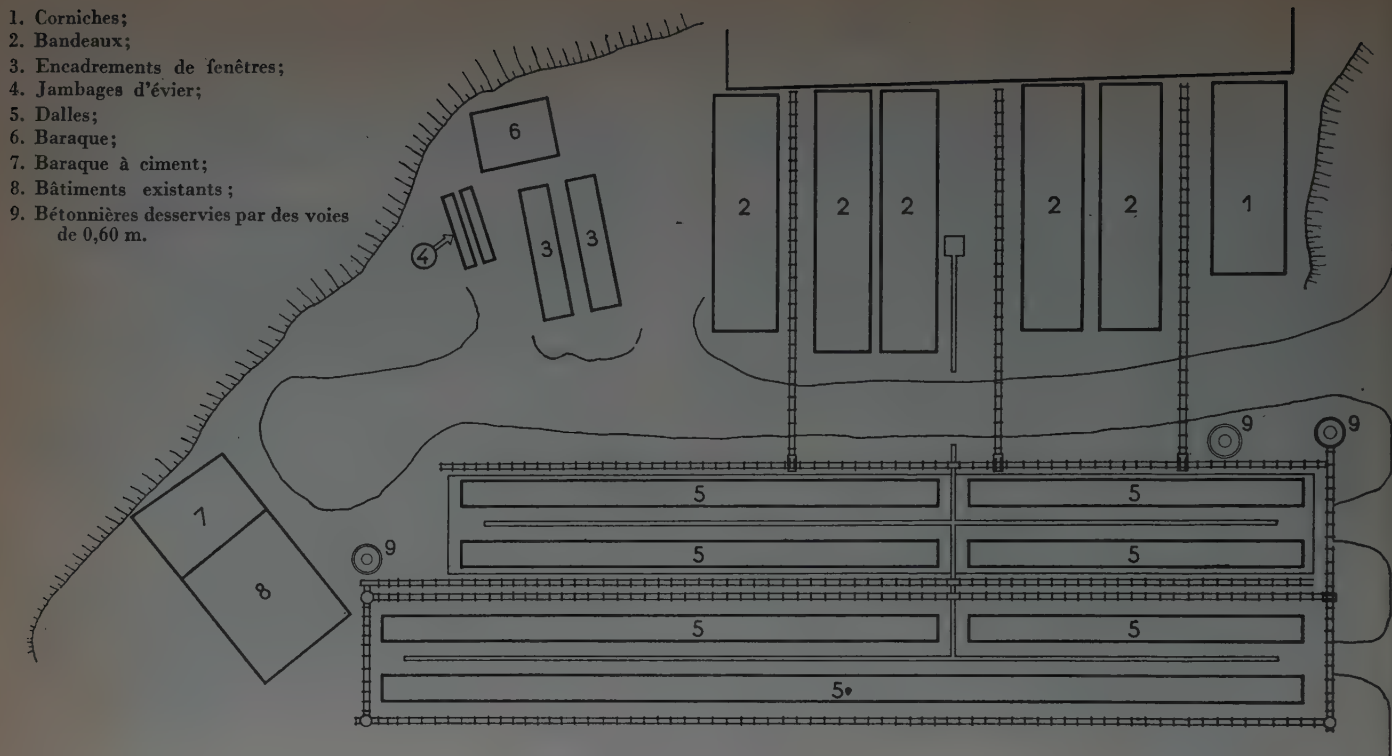
Ateliers de ferrailage.

1 200 t de fer à béton ont été façonnées.

Planchers.

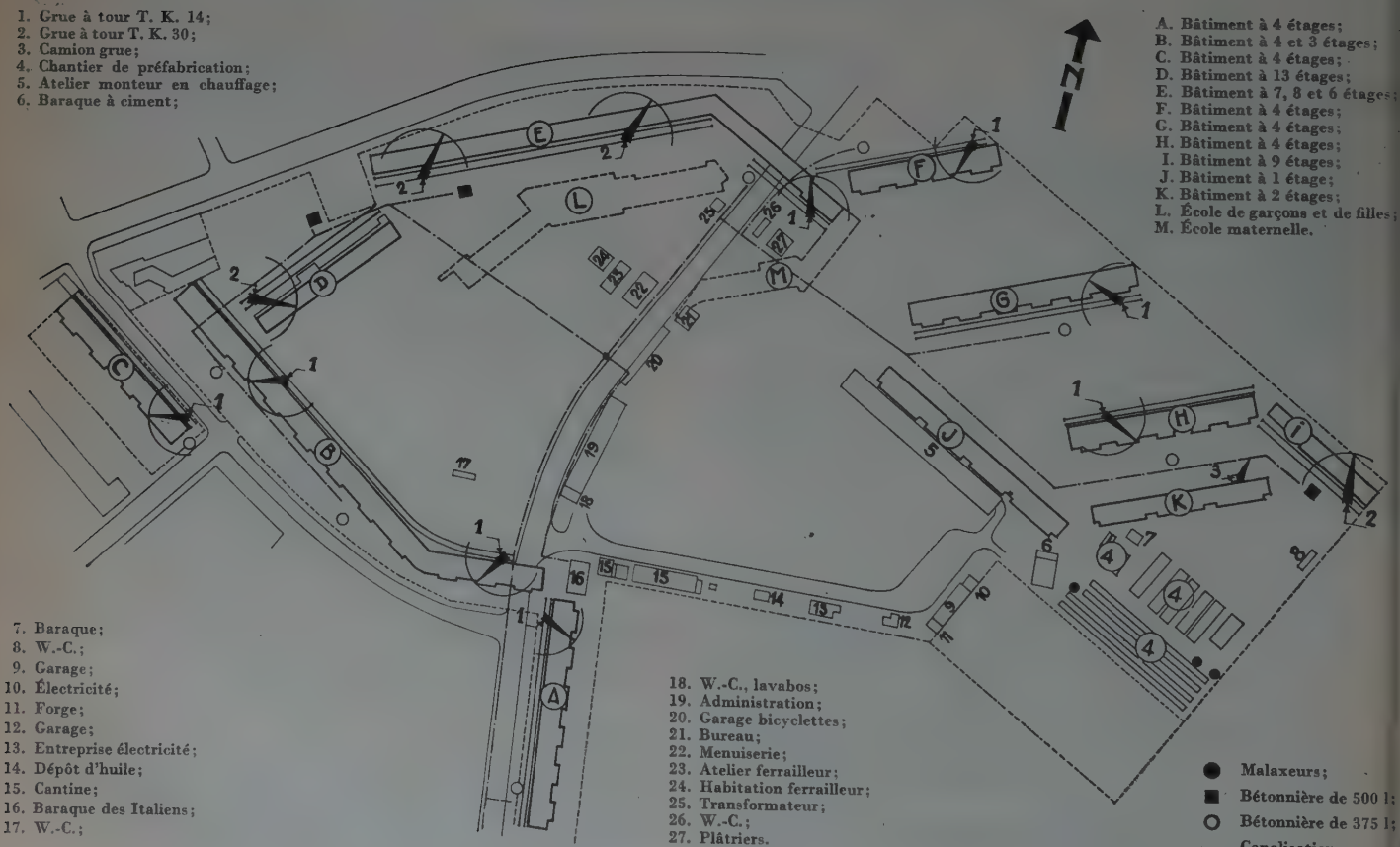
Les éléments de plancher Briluxfer formant poutres sont préfabriqués au pied des bâtiments et posés à la grue par groupe de cinq à six éléments. Il n'y a pas de centrale à béton, les bétonnières étant au pied des bâtiments comme on le voit sur le plan.

1. Corniches;
2. Bandeaux;
3. Encadrements de fenêtres;
4. Jambages d'évier;
5. Dalles;
6. Baraque;
7. Baraque à ciment;
8. Bâtiments existants;
9. Bétonnières desservies par des voies de 0,60 m.



Installation de chantier de préfabrication.

1. Grue à tour T. K. 14;
2. Grue à tour T. K. 30;
3. Camion grue;
4. Chantier de préfabrication;
5. Atelier monte-chauffage;
6. Baraque à ciment;



Installation de chantier.



(Photo Guy Le Boyer, S. E. P.)

Atelier de préfabrication de dalles de façade.

Moyens mécaniques.

Dix grandes grues TK 14 et TK 30, une pelle mécanique, grues Faure, dix-neuf bétonnières, etc.

Chauffage central.

Du 1^{er} novembre 1951 au 15 mars 1952, l'Entreprise a préparé à l'aide de tubes d'acier, les serpentins pliés et soudés, les canalisations diverses d'eau chaude (162 km).

Toute la robinetterie d'arrêt a été montée sur ses collecteurs du 16 mars au 15 mai 1952.

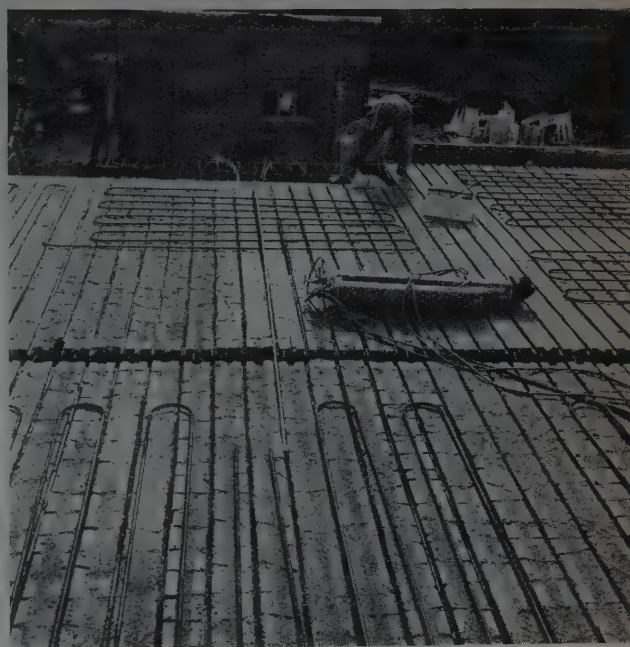
Charpente.

Les fermes sont montées et clouées en atelier de chantier sur des tables gabarit.



(Photo Guy Le Boyer, S. E. P.)

Stockage et transport de volées d'escaliers préfabriquées.



(Photo Harang et Biaugeaud.)

Pose des serpentins de chauffage et confection de la chape.



(Photo Guy Le Boyer, S. E. P.)

Vue partielle du chantier montrant l'implantation des engins mécaniques.

Menuiseries et peintures.

Les menuiseries, fabriquées en usines, sont stockées sous hangar de chantier et livrées à l'impression du peintre avant leur pose.

Plâtrerie.

Trois ouvriers moulent chacun de 250 à 300 carreaux de plâtre et de mâchefer par jour.

Moyens en personnel.

Les effectifs qui furent de cent ouvriers durant l'hiver 1951-1952 s'accrurent du 10 mars au 31 août 1952 pour atteindre 900 ouvriers, pour redescendre ensuite progressivement au fur et à mesure que les gros œuvres s'achèveront, pour laisser place aux autres corps d'état.

ÉTUDES ET RÉALISATIONS DES PLANNING

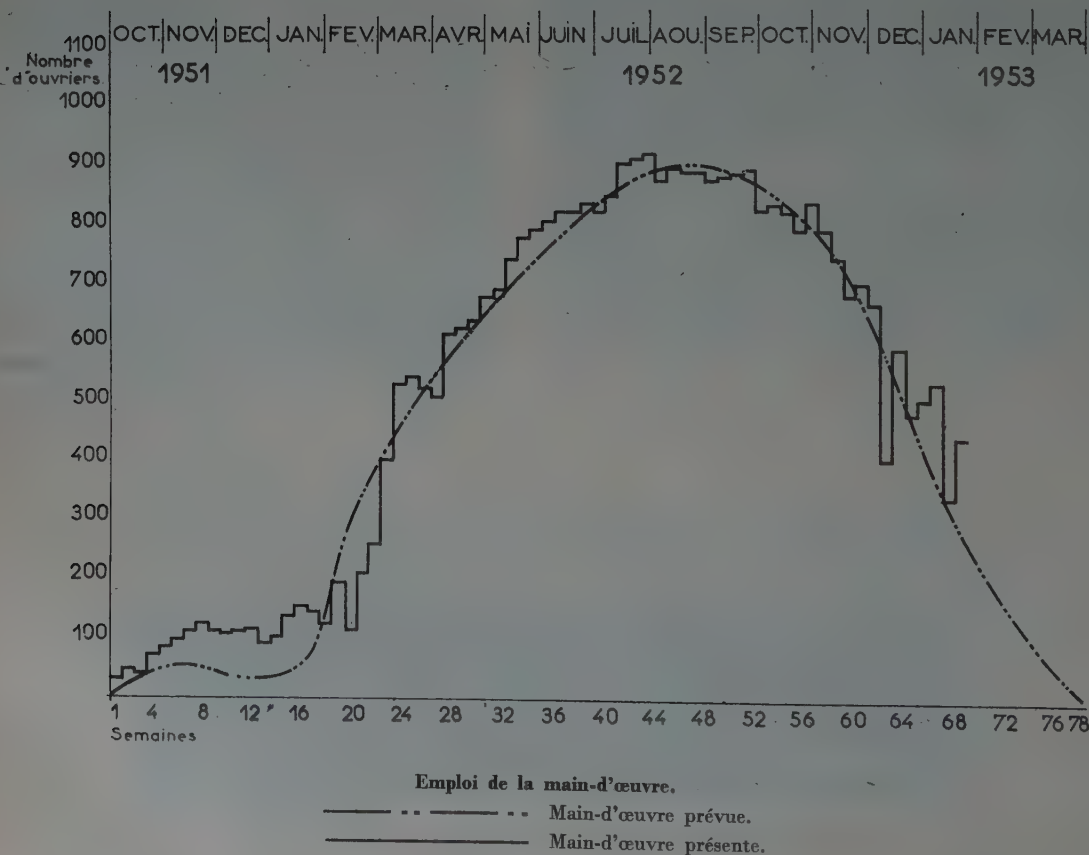
Les plannings détaillés d'exécution pour chacun des bâtiments qui avaient été étudiés dès octobre 1951, ont dû être rectifiés et mis au point en janvier 1952, d'un commun accord entre les entreprises, afin de

tenir compte des délais réduits et des modifications intervenues dans l'ordre de succession des bâtiments et dans certaines implantations et dimensions. Il résultait de cette étude que l'échelonnement des travaux entre les bâtiments et sur leur surface devenait beaucoup moins sensible et que les moyens à mettre en œuvre simultanément et non plus successivement s'additionnaient.

Ces plannings ont alors été complétés par l'indication des effectifs ouvriers nécessaires, et il a été dressé des tableaux et graphiques de main-d'œuvre, d'approvisionnements et préfabrications dont nous donnons ici, à titre d'exemple, celui du bâtiment E, tous corps d'état.

Entre temps il avait été procédé, aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics à la diligence de l'entreprise aux essais thermiques et de composition des murs prévus au projet, à l'aide de matériaux locaux. Celle-ci fut modifiée, comme il a été dit plus haut, de sorte qu'aucune avance n'a pu être prise pour préparer les préfabrications de ces éléments porteurs.

Par ailleurs la marche d'un chantier situé dans la nature ne peut pas être absolument mathématique d'autant plus qu'il a été commencé en hiver; des difficultés d'approvisionnement sérieuses dans les délais voulus ont dû être résolues en ce qui concerne notam-



P O S T E S	S E M A I N E S																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
INSTALLATION DE CHANTIER																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													

Bâtiment E. 7 et 8 étages sur rez-de-chaussée. Planning.

ment les aciers d'armatures pour béton armé, les corps creux à planchers, les briques et les boisseaux de cheminées. Une nouvelle révision des plannings a donc été faite avec les entreprises d'équipement fin juillet 1952, afin de tenir compte de l'état d'avancement réel du gros œuvre, comportant pour certains bâtiments des avances sensibles et pour d'autres de légers retards.

L'Administration a d'ailleurs sur ce chantier procédé à des contrôles qui ont permis d'établir des comparaisons précises entre les prévisions et les réalisations. Ces contrôles ont toujours confirmé l'efficacité pratique des études poussées de plannings, indispensables pour la conduite rationnelle des chantiers, surtout lorsqu'ils comportent l'ensemble des divers corps d'état.

Maintenant que les premières tranches de logements

ont pu être livrées, les imperfections inévitables relevées avant les réceptions ont montré qu'il fallait incriminer principalement :

Soit les économies systématiques du projet, maintenues en raison de l'impossibilité de la part de l'Administration, d'envisager aucun supplément de prix.

Soit l'accélération des délais qui conduisirent à ne pouvoir toujours laisser un temps suffisant entre les travaux de certains corps d'état, et qui est en somme la rançon de la vitesse.

Quoi qu'il en soit, il est permis maintenant d'écrire que la totalité des travaux sera achevée dans le délai réduit d'environ 15 mois, au lieu de 18, plusieurs tranches de logements étant livrées en avance, à des délais échelonnés à partir du 15 janvier 1953, soit 11 mois après la notification du marché.



(Photo Harang et Briaugaud.)

Bâtiment D, 15 décembre 1952.

L'EXPÉRIENCE DE STRASBOURG

Par M. Jacques FOUGEROLLE,

Gérant-Directeur Général des Entreprises Boussiron.

Le texte qui précède expose les conditions dans lesquelles fut conçue, préparée et réalisée, par les soins conjugués de l'Administration, de l'architecte et des entrepreneurs, une œuvre qui, aux termes mêmes employés par les représentants du M.R.U., a pris figure de « chantier expérimental ». Ce caractère de « test » nous impose, d'autant plus, d'essayer de dégager la leçon d'une telle entreprise.

C'est en répondant aux deux questions suivantes que nous apporterons, semble-t-il, la conclusion attendue.

La première peut se résumer ainsi :

La réalisation de la Cité Rotterdam à Strasbourg a-t-elle mis à la disposition des utilisateurs 800 logements confortables, mais sans luxe, dans le délai minimum et au prix le plus économique ?

Et la seconde :

Le programme une fois fixé, les méthodes employées pour l'organisation du groupe d'entreprises et la marche du chantier se sont-elles avérées efficaces ?

Encore qu'il n'appartienne pas à l'entrepreneur — fût-il le pilote — de juger du plan d'ensemble et de la conception générale de l'œuvre, il nous sera permis de dire que la cité Rotterdam nous paraît répondre aux buts fixés. Mais il nous semble tout aussi nécessaire d'ajouter que, pour porter un tel jugement, il ne faut précisément jamais perdre de vue ces buts mêmes. Si nous croyons devoir insister sur ce point, c'est que des comparaisons ne manqueront pas de se faire, ne serait-ce que dans l'esprit des strasbourgeois appelés à habiter les lieux. La Cité Rotterdam est construite dans un quartier résidentiel de Strasbourg. Elle est entourée, sur une bonne partie de son périmètre, par de coquettes maisons d'habitation individuelles et par des immeubles plus luxueux répondant, bien certainement, à d'autres buts. Ces buts différents ne seront pas toujours présents à l'esprit du visiteur : le jugement risque donc d'être faussé à la base alors qu'une saine comparaison ne peut se faire qu'en valeur relative et non pas en valeur absolue.

Au surplus, l'œuvre réalisée est une œuvre de masses : il faut la juger dans sa majesté d'ensemble et n'en point séparer les jardins qui font corps avec elle : M. Eugène Beaudouin au talent de qui il nous est agréable de rendre hommage, doit être d'accord avec nous lorsque nous avançons que la nouvelle cité Rotterdam est plus encore une œuvre d'urbaniste qu'une œuvre d'architecte.

Confort et absence de luxe, avons-nous dit : Telles sont bien en effet les caractéristiques de la conception de ces logements. L'avenir dira si les normes imposées

pour la dimension et la hauteur des pièces satisferont pleinement l'utilisateur qui ne manquera pas, au surplus, d'oublier la rapidité avec laquelle ces logements furent mis à sa disposition. Un fait précis demeure (et c'est, en fait, le vrai succès de Strasbourg) : c'est qu'en exécution d'un marché notifié le 10 décembre 1951, après la période préparatoire inhérente à tout chantier d'envergure, les bâtiments furent entrepris aux premiers mois de 1952 et les 800 logements livrés, clefs en mains, aux locataires à raison de 204 le 16 janvier 1953 et l'ensemble à fin mars 1953.

Reste la question capitale du coût de la construction. Pour éviter les confusions (volontaires ou non) si fréquentes sur un tel point, quelques commentaires détaillés sont indispensables. Le coût de la construction a été établi et contrôlé par l'Administration de façon précise sur la base de la soumission et des dessins joints au marché, étant entendu que les prix de règlement ont été révisés en cours de travaux à l'aide des index Reconstruction dont l'emploi était obligatoire, seuls le chauffage central, les ascenseurs et stores ayant des formules paramétrées.

La base des prix était celle de juin 1951, correspondant à un coefficient d'adaptation départemental de 16,50 et à un index pondéré tous corps d'état de 3,25. Il importe de rappeler à ce sujet que les prix limites



(Photo Harang et Biaugeaud.)

Bâtiment C, habité depuis le 16 janvier 1953.

imposés par les arrêtés et circulaires ministériels, soit pour l'attribution de primes à la construction, soit pour les constructions de logement des habitants des îlots insalubres, sont basés sur des prix au mètre carré, valeur 1939, à multiplier par le coefficient d'adaptation départemental du lieu d'exécution et à réajuster ensuite dans le temps à l'aide des index. On sait que ces coefficients sont calculés périodiquement par le M.R.U. en vue de la revalorisation des dommages de guerre en tenant compte des rabais obtenus dans les marchés des travaux du département. Ils présentent d'ailleurs entre les départements des écarts qu'il est permis de juger parfois anormaux, parce qu'ils peuvent provenir de l'influence d'un pourcentage très variable de destructions agricoles prises en compte, alors que les comparaisons devraient normalement être faites seulement sur des immeubles d'habitation de types comparables.

A un autre point de vue il est nécessaire de bien définir les surfaces prises en compte et de préciser leur mode de calcul, afin de ne pas confondre, comme on le fait souvent, les surfaces « habitables » ou « utiles », les surfaces hors œuvre « développées » et « pondérées », les surfaces « primées » ou même les surfaces « corrigées » aux termes de la loi sur les loyers. On peut ici remarquer, tout en le regrettant, que les réglementations officielles successives ont employé des procédés différents et non comparables : les subventions, dites « Loi Loucheur » par exemple, étant pratiquement calculées au mètre carré habitable, tandis que les prix limites pour les primes à la construction s'entendent au mètre carré développé. Une coordination serait donc souhaitable avec une base de départ moins éloignée que 1939.



(Photo Harang et Biaugeaud.)

Bâtiment E. 15 décembre 1952.

En ce qui nous concerne, nous conformant aux directives de la circulaire ministérielle du 27 février 1951, nous comparerons successivement les deux prix les plus intéressants à examiner, savoir :

Le prix au mètre carré de surface utile, pour lequel nous considérons toutefois la surface habitable totale, close et couverte ;

Le prix au mètre carré de surface hors œuvre développée et pondérée, c'est-à-dire tenant compte des coefficients réglementaires de pondération :

Comble perdu.....	0,30
Étage normal.....	1,00
Sous-sol aménagé (fondation normale).....	0,70
Loggias.....	0,50
Galleries.....	0,50, etc.

On observera que le prix au mètre carré développé et pondéré constitue le prix de construction à vérifier principalement par l'Entreprise, et que le prix au mètre carré habitable constitue une vérification d'ensemble indispensable pour l'Administration tenant compte à la fois du projet de l'architecte et des prix de l'entreprise.

En définitive, il résulte de la soumission globale de 1 549 291 215 F (arrondie à 1 550 000 000) valeur juin 1951, les prix suivants :

Surface habitable 49 065 m² (arrondi à 49 000 m²) ;
Prix au mètre carré habitable : 31 700 F.

Surface développée pondérée : 78 389 m² (arrondi à 78 400 m²). Prix au mètre carré développé et pondéré : 19 800 F.

Les prix ci-dessus sont des moyennes d'ensemble, s'appliquant à la totalité des bâtiments de diverses catégories. Il est facile, en dépouillant le devis par bâtiment et après avoir extrait les services généraux (tels que chaufferies avec cheminées et les transformateurs) de constater que les bâtiments de faible hauteur à murs porteurs sont, malgré les vastes sous-sols fournis et non demandés au programme, d'un coût au mètre utile nettement moins élevé que les bâtiments de grande hauteur à ossature avec portiques, galeries et ascenseurs.

Enfin, pour être à la fois objectifs et complets, nous ajouterons qu'il convient de majorer les prix ci-dessus pour tenir compte surtout du fait qu'il nous a été imposé d'achever les 800 logements en 18 mois et non point en 18 mois comme le prévoyait le programme initial de concours ; il nous a donc fallu modifier le planning des travaux et augmenter les moyens mis simultanément à la disposition du chantier. Dans la mesure où les prix obtenus à la cité Rotterdam peuvent servir de précédent ou de témoin, nous ne pensons pas cependant qu'il faille tenir compte ici de cette circonstance véritablement exceptionnelle car si la rapidité est requise pour la construction de logements, il ne sera sans doute pas nécessaire dans tous les cas de la pousser à ce point.

Par contre, nous devons ajouter aussi que quelques travaux non prévus au programme initial ont été réalisés ; si l'on en tient compte dans le prix d'ensemble,

ceux-ci se trouvent portés aux environs de 34 000 F au mètre carré habitable et un peu au-dessus de 21 000 F au mètre carré développé et pondéré. Ces résultats sont très certainement, pour une qualité égale, parmi les plus bas de tous ceux qui sont actuellement connus dans la construction de logements d'après guerre.

Répondant à la deuxième question, nous avons à nous interroger sur l'économie de la réalisation du projet lui-même, soit du point de vue des techniques adoptées, soit du point de vue de l'organisation générale du chantier.

Nous saluerons, tout d'abord, avec l'expérience de Strasbourg, la première grande réalisation en France de travaux de bâtiment à l'échelle d'un chantier de travaux publics. Il m'est d'autant plus agréable de rendre ici hommage aux vues de M. CLAUDIUS-PETIT, Ministre de la Reconstruction et de l'Urbanisme et de M. SPINETTA, Directeur de la Construction et de leurs collaborateurs que je n'ai cessé, soit comme Président de Chambre Syndicale soit ensuite du haut de la tribune de la Société des Ingénieurs Civils de France, d'affirmer cette vérité d'évidence et pourtant trop longtemps oubliée, que les prix du bâtiment baisseraient lorsque des concours seraient ouverts pour de grands ensembles, susceptibles de mettre en œuvre de grands moyens, d'amortir suffisamment tous procédés de mécanisation ou de préfabrication dont l'installation coûte cher. L'expérience de Strasbourg apporte une confirmation éclatante à ce point de vue d'ailleurs fort simple et nous devons ajouter que l'équipe, tout comme le matériel et les installations, étant désormais « rodée », il serait sans doute possible d'améliorer encore la productivité en poursuivant l'expérience sur un autre chantier de même importance et de même nature.

Sur les procédés techniques employés pour les ossatures, les murs porteurs, les planchers, les revêtements de façades, nous nous garderons bien de dire qu'ils sont, à coup sûr, meilleurs que ceux qui furent utilisés ailleurs. Comme il est difficile d'imaginer d'industrie plus diversifiée dans ses buts et ses moyens que celle du bâtiment, il est raisonnable de dire qu'il n'existe chez elle ni panacée ni méthode valable dans tous les cas (pour autant d'ailleurs qu'il y en ait chez les autres). La sanction du bas prix provient de la meilleure adaptation du procédé au problème posé. L'ensemble de Strasbourg comportait des bâtiments de hauteurs diverses : nous avons choisi des murs porteurs certainement très économiques chaque fois qu'on peut les utiliser pour les bâtiments bas et nous avons dû recourir à des ossatures en béton armé pour les bâtiments plus hauts. Dans chacun de ces cas, de même que pour les planchers et les façades, nous avons préfabriqué et mécanisé au maximum. Bref, nous pouvons affirmer que nous avons apporté au problème, tel qu'il nous était posé par l'administration et l'architecte, une solution certainement économique. Pour en juger, nous ne citerons qu'un chiffre : au cours de l'été 1952, lorsque l'organisation était au plein de son rendement, il fut réalisé

à Strasbourg 13 000 m² de planchers par mois, planchers qui — ne l'oublions pas — comportaient, noyés dans leur dalle, les panneaux de tubes chauffants.

Que dire, enfin, du travail en équipe sous la direction de l'entreprise pilote ? Je ne surprendrai personne en disant que, si le rôle du pilote est un rôle de confiance qui consacre la valeur généralement reconnue de l'entreprise, sa position n'est pas toujours, pour autant, d'un confort assuré. Technicien éprouvé du gros œuvre, il faut qu'il soit aussi le champion de la discipline... d'une discipline qui n'est pas toujours si facilement consentie...

Cette discipline s'exerce d'abord lors de la discussion du marché. Il s'agit de demeurer dans le cadre des prévisions et du projet technique. Mandataire de toute une équipe, il doit s'employer, si besoin est, à la défendre de ces changements après coup qui n'ont que trop tendance à se manifester lors du passage du stade du projet à celui de l'exécution et dont on n'imaginerait pas toujours suffisamment combien ils sont ruineux. Par essence même, un bâtiment équipé est fait de mille détails, de la mise en œuvre ou de l'emploi d'une grande variété de produits : une modification, même d'apparence mineure, peut avoir lorsqu'elle est répétée de multiples fois, une répercussion financière importante, sans parler du trouble qu'elle apporte dans l'exécution du planning des travaux.

Ce planning, une fois établi sous la direction du pilote, et en accord avec l'architecte, devient à son tour l'objectif n° 1 et, à son égard, la discipline suivie par tous doit être une discipline de fer. Souvent l'on entend dire que « les plans sont faits pour ne pas être suivis ». Cette boutade, d'un caractère bien français, doit être bannie de l'esprit de ceux qui ont à réaliser une opération de l'envergure de celle de Strasbourg, sinon ils sont certains de ne point réussir.

A la fois chef d'orchestre et mandataire de l'équipe, ces traits essentiels du pilote doivent se traduire dans les faits non seulement à l'échelon des directeurs d'entreprise qui se réunissent régulièrement sous sa présidence, mais aussi sur le chantier lui-même. Le directeur local de l'entreprise pilote et son chef de travaux doivent avoir, en plus de leurs qualités professionnelles, une autorité personnelle propre à faire respecter l'ordonnance du chantier tout en satisfaisant, lorsqu'elles sont justifiées, aux demandes souvent bien nombreuses des uns et des autres. Il est certain que ceux qui remplirent ces fonctions à Strasbourg sont pour beaucoup dans la tenue des délais : il est juste qu'il leur soit ici rendu cet hommage. Car, si mécanisée que soit l'exécution d'un bâtiment, si entraînées que soient les équipes par le mouvement et la cadence de l'ensemble du fait de l'imbrication des opérations, le facteur humain demeure encore considérable. De sérieux progrès ont été faits pour s'affranchir déjà des incidences du rendement personnel et variable de l'ouvrier ; mais, longtemps encore, l'influence de l'exécutant demeurera dans le bâtiment plus grande que dans beaucoup d'autres industries : l'adresse, la qualité, le « coup de main » voire le « coup de patte » y sont indispensables. A Strasbourg, le nombre d'ouvriers, pour le gros œuvre seul, atteignit 900 en période

de pointe. Cet effectif ne pût être assuré que par l'immigration temporaire de plus de 200 ouvriers italiens qui y démontrèrent une fois de plus qu'ils sont de précieux auxiliaires de l'industrie du bâtiment.

Enfin, dernière observation, mais capitale, concernant l'organisation de ce grand chantier. En juin 1951, dans la notice concernant le programme de travaux jointe à notre projet de concours, nous écrivions :

« L'organisation des chantiers est l'un des facteurs principaux de la productivité, c'est-à-dire de la réduction des délais et des prix de revient (buts du concours). La condition capitale à réaliser pour atteindre ces buts est de pouvoir disposer à temps pour la **préparation** du travail (et non pas seulement au moment de l'exécution) de la **totalité** des dessins de détails absolument complets et approuvés *ne varietur* par le Maître de l'œuvre. Nous avons supposé cette condition remplie dès le démarrage des travaux. »

Il nous faut dire que malheureusement cette condition n'a pas été pleinement remplie et que la tâche des entreprises, celle du pilote en particulier, s'est trouvée compliquée d'autant. Malgré cela les délais contractuels ont dû être réduits pour satisfaire la demande pressante de l'Administration. Mais ce sont là tours de force anormaux et, partant, onéreux. L'opinion que nous émettions en 1951 se trouve, toute expérience faite, renforcée : si l'on veut réduire à l'extrême le prix du bâtiment, il faut avoir le temps de préparer le travail entre le moment où les plans d'exécution sont approuvés *ne varietur* par le Maître de l'œuvre et où démarrent effectivement les travaux. Cette période de préparation qui est aussi celle de l'élaboration en commun (archi-

tecte et pilote) du planning définitif, est à nos yeux essentielle. Du sérieux avec lequel ce travail aura été accompli dépend, dans une large mesure, la productivité du chantier.

En définitive, tels qu'ils ont été construits, en un temps record, les 800 logements de la cité Rotterdam constituent certainement une expérience intéressante. Tout n'y fut sans doute point parfait, mais il ne fait aucun doute qu'en s'engageant dans cette voie, le Ministre de la Reconstruction a pris, en vue de l'abaissement des prix, une initiative heureuse. Lui-même l'a d'ailleurs confirmé du haut de la tribune de l'Assemblée Nationale lorsque, dans la nuit du 17 au 18 décembre 1952, il répondait, en ces termes, à un interpellateur :

« ...lorsque, de temps en temps, le Ministre est le Maître de l'ouvrage, il lui arrive, à lui aussi, de réaliser des constructions dans des délais et à des prix de revient satisfaisants. Le chantier qui a été ouvert à Strasbourg, et que vous connaissez sans doute, comprend huit cents logements qui devaient être construits en 18 mois au maximum. Une partie l'aura été effectivement en 15 mois et les prix de revient sont d'environ 20 % inférieurs à ceux des habitations à loyer modéré construites dans la même ville avec d'autres méthodes... »

Qu'il soit permis, en terminant, à l'entreprise pilote de prendre volontiers acte de ce satisfecit ministériel et de rendre hommage à l'esprit d'excellente collaboration de l'architecte dont le nom demeurera attaché à cette œuvre, aux Établissements Froment-Clavier qui partageront avec nous la responsabilité du gros œuvre, ainsi qu'à toutes les entreprises de l'équipe qui s'avèrent compétentes et ponctuelles en assurant ainsi le succès de l'ensemble.

RÉSUMÉ

Exposé des conditions suivant lesquelles a été préparé, étudié, mis au point et réalisé en 15 mois le programme de construction de la Cité Rotterdam à Strasbourg.

Ce chantier de 806 logements comprend sept types différents de plans dont les surfaces varient de 22 à 96 m², il se compose de onze bâtiments : un de treize étages, un de huit et neuf étages, un de six, sept et huit étages, six de quatre étages, un de un et deux étages, et un de un étage. Il a été exécuté avec une avance de 3 mois sur les délais prévus, grâce à une coordination très étroite entre le Maître de l'œuvre, le Maître de l'ouvrage et le constructeur, coordination qui a permis pendant certains mois de réaliser 13 000 m² de planchers, comportant, noyés dans leurs dalles, des panneaux de tubes chauffants.

SUMMARY

Description of conditions under which the construction program of the « Cité Rotterdam » at Strasbourg has been prepared, studied, developed and completed in 15 months.

This site of 806 dwelling units includes seven different types of flats, the areas of which vary from 22 to 96 sq. m. It comprises eleven buildings : one of 13 stories, one of 8 and 9, one of 6, 7 and 8, six of 4 stories, one of 1 and 2, one single story building. It was completed three months ahead of the scheduled time thanks to a very close coordination between the Body who awarded the contract, the Chief-Architect and the Contractor. This coordination permitted during certain months the installation of 13,000 sq.m of floors, which have heating tube panels embedded within the floor slabs.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

(Reproduction interdite.)



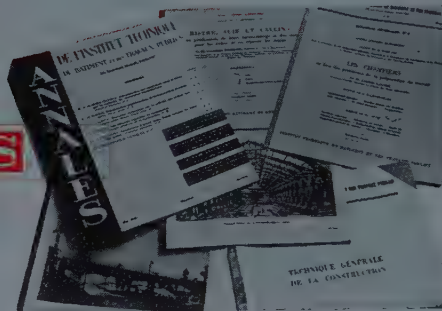
(Photo Harang et Biaugeaud.)

Aspect du chantier au 15 janvier 1953. Bâtiment D.

**INGÉNIEURS
ITBTP ARCHITECTES
ENTREPRENEURS**

POUR VOUS TENIR
AU COURANT
DES PROGRÈS
RÉALISÉS DANS
LA TECHNIQUE
DE LA
CONSTRUCTION

LISEZ
LES
ANNALES
DE
L'INSTITUT TECHNIQUE
DU BATIMENT ET
DES TRAVAUX PUBLICS



L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics :

— **DÉPOUILLE** mensuellement pour ses adhérents **plus de 400 revues** afin de leur adresser annuellement, par l'intermédiaire de son **Bulletin de Documentation**, plus de 3 000 analyses d'articles et d'ouvrages se rapportant à tous les problèmes susceptibles de les intéresser.

— **EXTRAIT**, à la demande de ses adhérents, de son **fichier** (qui comporte plus de 150 000 fiches) des **bibliographies complètes** et à jour sur les sujets techniques les plus divers.

— **DIFFUSE** directement sur le lieu de travail des adhérents, sous forme de **micro films**, de **photocopies** ou éventuellement de **traductions**, les documents signalés.

— **PROCÈDE**, au cours de **séances cinématographiques**, à la projection de films décrivant des réalisations françaises et étrangères en matière de travaux de bâtiment et de génie civil.

— **ORGANISE** des **conférences hebdomadaires** et, périodiquement, des **visites de chantiers** auxquelles vous avez intérêt à assister en raison des nombreux enseignements que donne l'examen direct des solutions constructives, et qu'un compte rendu même complet et détaillé comme celui publié dans les **Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics** ne saurait remplacer.

Pour tous renseignements concernant les conditions d'adhésion, s'adresser à
L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS,
28, boulevard Raspail, Paris (7^e). Tél. : Bab. 18-56.

Série : ÉQUIPEMENT TECHNIQUE (XXXV).

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

POMPES ET ACCÉLÉRATEURS

Par **M. D. THIN,**

Ingénieur au Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation.

SOMMAIRE

Introduction.....	Pages. 252
-------------------	---------------

PREMIÈRE PARTIE

Etude technologique générale des différentes pompes utilisées en chauffage et conditionnement d'air	253
1° Définitions	253
2° Grandeurs caractéristiques.....	253
3° Rotor	255
4° Diffuseurs	256
5° Poussées et équilibrage	257
6° Fuites et dispositifs d'étanchéité	260
7° Arbres et chemises d'arbres	261
8° Paliers.....	263
9° Accouplement pompe-moteur.....	264
10° Le corps de pompe.....	265
11° Massifs pour groupes moto-pompe	265
12° Accélérateurs et circulateurs	266
13° La cavitation	268
14° Couplage des pompes	269
15° Mesure des diverses grandeurs caractéristiques	269

DEUXIÈME PARTIE

Application des pompes aux installations de chauffage par eau chaude	Pages. 270
1° Le choix de la pompe	270
2° Position de la pompe dans le circuit	272
3° Problèmes d'équilibrage	274
4° Fonctionnement mixte (thermosiphon-pompe).	275
5° Montage d'une pompe sur un ancien thermosiphon.....	275

TROISIÈME PARTIE

Pompes à usages spéciaux utilisées en chauffage et conditionnement d'air	276
1° Pompes à eau surchauffée.....	276
2° Pompes alimentaires.	277
3° Pompes pour relevage d'eaux condensées.	277
4° Pompes pour chauffage à vapeur sous vide.....	278
5° Pompes pour services d'eau chaude.....	278
6° Pompes à mazout	281
7° Pompes pour la vidange des puisards	281
8° Pompes pour puits profonds.....	281
9° Pompes à saumure.....	282

AVANT-PROPOS

L'étude ci-dessous est essentiellement consacrée à l'application des pompes à l'équipement thermique, mais elle pourra être éventuellement utile aux techniciens d'autres corps d'état, tels que la plomberie.

Cette étude a pour objet essentiel de combler une lacune grave de la documentation française, et elle a été entreprise pour répondre à un grand nombre de demandes de renseignements.

Nous tenons à attirer l'attention du lecteur sur le fait que la documentation présentée dans cette étude a été limitée aux données les plus importantes, et qu'il a en outre été souvent nécessaire de fixer — ou même de réformer — la terminologie. On trouvera dans tous les cas, et particulièrement pour les autres utilisations que l'équipement thermique, des renseignements complémentaires dans un ouvrage sur les pompes, écrit par M. THIN, et à paraître aux éditions Eyrolles, dans la collection du Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation.

INTRODUCTION

La circulation du fluide dans les premières installations de chauffage par eau chaude fut réalisée par thermosiphon. Rapidement et dans de nombreux cas, ce système se montra insuffisant en raison de l'extension donnée aux installations; c'est alors que les entrepreneurs eurent recours aux pompes pour réaliser la circulation du fluide chauffant.

L'utilisation des pompes a permis la réalisation d'installations de chauffage par eau chaude dont le circuit le plus long atteint en France près de 3 km pour des différences de températures entre départ et retour de l'ordre de 15°C (Lyon-Villeurbanne; Plessis-Robinson; Drancy; Paris-Porte Dorée, etc). Certaines de ces installations fonctionnent depuis une vingtaine d'années et ont toujours donné satisfaction.

Les chauffages par le sol et par panneaux radiants ne sont généralement possibles qu'en utilisant une pompe de circulation. Enfin, dans la plupart des chauffages

d'appartement, l'usage d'une pompe permet une réduction importante des diamètres des tuyauteries et même des surfaces chauffantes. Dans le cas du chauffage discontinu, la mise en régime est rendue plus rapide.

A l'heure actuelle, on trouve en outre, sur le marché de petites pompes qui se montent sur la tuyauterie au moyen de deux brides ou de deux raccords « union ». Ces petits appareils, que les constructeurs appellent « accélérateurs » ou « circulateurs », présentent en outre l'avantage de n'offrir à l'arrêt qu'une très faible résistance au passage du liquide et de permettre de fonctionner, en cas de panne de la pompe, par thermosiphon.

Dans une première partie, nous procéderons à une étude technologique des pompes de circulation utilisées en chauffage par eau chaude; dans une seconde nous étudierons l'application de ces pompes aux installations; enfin en troisième partie nous donnerons des renseignements sur les pompes à usages spéciaux.

RÉSUMÉ

La première partie de cette étude est consacrée à la technologie générale des turbo-pompes. Après avoir donné une classification des différents types de turbo-pompes (pompes centrifuges, pompes hélices, pompes hélico-centrifuges), l'auteur définit les diverses grandeurs caractéristiques de ces appareils (débit, hauteur manométrique totale, rendement, vitesse spécifique). Il procède ensuite à une description des différents organes (rotor, diffuseur, dispositifs d'équilibrage, bagues d'étanchéité et d'usure, presse-étoupe, arbres et chemises d'arbres, paliers à coussinets lisses et à billes, dispositifs d'accouplement, corps de pompe, massifs de fixation). Cette première partie se termine par l'étude des accélérateurs, de la cavitation et de la mesure des diverses grandeurs caractéristiques.

La deuxième partie est consacrée au choix de la pompe et à l'étude de la hauteur manométrique économique. L'auteur procède ensuite à une étude comparative des différentes positions de la pompe dans le circuit. Il indique quelques procédés d'équilibrage et montre les difficultés d'un fonctionnement mixte (thermosiphon-pompe).

La troisième partie est consacrée aux pompes à usages spéciaux utilisées en chauffage et conditionnement d'air (pompes à eau surchauffée, pompes alimentaires, pompes pour chauffage à vapeur sous vide, pompes pour services d'eau chaude, pompes à mazout, pompes pour la vidange des puisards, pompes pour puits profonds, pompes à saumure).

SUMMARY

The first part of this paper applies to the general technology of turbo-pumps. After classifying the different types of turbo-pumps (centrifugal, helical, helico-centrifugal), the author notes the various magnitudes characterizing these apparatus (delivery, total pressure head, efficiency, specific velocity). Then he describes the different parts (rotor, diffuser, balancing devices, sealing and wear rings, stuffing box, shafts and their bushings, plain and ball bearings, coupling devices, pump body, foundation blocks). This first part ends with the investigation of accelerators, cavitation and measurement of various characteristic magnitudes.

The second part deals with the choice of the pump and the study of the economical pressure head. Then the author makes a comparative study of the different locations of the pump within the system. He indicates several balancing procedures and explains the difficulties of combined operation (pump-thermosiphon).

The third part deals with special pumps used in heating and air-conditioning (superheated water pumps, feed pumps, vacuum steam pumps for heating, hot water pumps, fuel-oil pumps, sump drainage pumps, pumps for deep wells, brine pumps).

ÉTUDE TECHNOLOGIQUE GÉNÉRALE DES DIFFÉRENTES POMPES UTILISÉES EN CHAUFFAGE ET CONDITIONNEMENT D'AIR

1° Définitions.

Les pompes utilisées en chauffage et conditionnement d'air sont généralement des turbo-pompes. Elles se composent de deux parties principales : un *rotor* qui communique au liquide un mouvement de rotation par l'intermédiaire d'aubes ou ailettes; un *corps de pompe* dont le but est de diriger le liquide en lui donnant un accroissement de pression. Le rotor est fixé sur un arbre supporté par des paliers et couplé au moteur au moyen d'un dispositif rigide ou flexible. Le corps de pompe comprend les orifices d'aspiration et de débit, supporte les paliers et sert d'habitacle à l'équipage mobile.

Ces définitions sont communes aux trois grandes classes de pompes que nous allons définir.

A. — Pompes centrifuges.

Le principe de leur fonctionnement est le suivant : le rotor entraîne dans son mouvement le liquide qui est rejeté à la périphérie par la force centrifuge. Une particule de liquide prise isolément suit une trajectoire constamment située dans un plan perpendiculaire à l'axe de rotation.

B. — Pompes hélices.

Le liquide entraîné dans un mouvement de rotation par l'équipage mobile est rejeté axialement. La trajectoire d'une particule de liquide est entièrement située sur un cylindre de révolution : c'est une hélice circulaire.

C. — Pompes hélico-centrifuges.

Ce type de pompe est intermédiaire entre les deux précédents. Le flux résulte de la composition d'un flux centrifuge et d'un flux axial, d'où la dénomination anglaise de « mixed flow ». La trajectoire d'une particule de liquide est une courbe tracée sur un cône de révolution.

2° Grandeurs caractéristiques.

Pour faire une étude quantitative des pompes, il est nécessaire de définir un certain nombre de grandeurs caractéristiques. Ce sont :

Nous tenons à remercier les Sociétés suivantes d'avoir bien voulu nous fournir des renseignements sur leur fabrication, et d'avoir accepté dans certains cas de nous autoriser à reproduire leur documentation graphique : A. P. E. L. I. (Courbevoie), ATCO (Rouen), BAUDOT-HARDOLL (Paris), BEYAERT (Lille), DAUBRON (Paris), DELOUE (Paris), Les Fils de Arthur DISPOT (Paris), EMERJY (Lyon), ESSA-MICO (La Garenne-Colombes), FAGOTAT (Orléans), GROUVELLE-ARQUEMBOURG (Paris), GUINARD (Saint-Cloud), HYDROLUX (Saint-Dié), JEUMONT (Paris), JULIEN et MEGE (Lyon), KLEIN (Levallois-Perret), LECOMBLE et SCHMITT (Malakoff), LEFI (Bagnolet), MAROGER (Nîmes), MARTIN et Cie (Montreuil), MOUVEX (Paris), M. I. M. (Paris), NESSI FRÈRES et Cie (Montrouge), PATAY (Lyon), PERFEX (Paris), PFYFFER (Paris), PIEL (Paris), POMPES-COMPRESSEURS MÉCANIQUES (Vanves), RATEAU (La Courneuve), SALINA (Paris), SALMSON (Argenteuil), SIHI (Puteaux), Société d'Exploitation de Pompes (Paris), R. S. STOKVIS et FILS (Paris), VAN DER WINDT (Saint-Maur), WANSON (Lille), WAUQUIER (Lille), WORTHINGTON (Paris).

Le Co S. T. I. C.

A. — Le débit.

C'est le volume de liquide pompé pendant l'unité de temps. En France, le débit se mesure suivant l'importance de la pompe en l/h, en m³/h, ou éventuellement en l/s. Généralement, le débit se représente par la lettre Q.

B. — La hauteur manométrique totale.

La hauteur manométrique totale H est définie par l'égalité :

$$(1) \quad H = H_2 - H_1 + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$$

H_2 est la hauteur manométrique à la sortie de la pompe;

H_1 est la hauteur manométrique à l'aspiration;

v_2 est la vitesse à la sortie,

v_1 est la vitesse à l'aspiration.

L'expression $\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$ représente l'accroissement de l'énergie cinétique apportée au liquide par la pompe.

La hauteur manométrique totale s'exprime en m ou en mm d'eau.

C. — Le rendement.

La qualité hydraulique et mécanique d'une pompe se juge à son rendement, qui se définit comme quotient de la puissance utilisable par la puissance fournie.

L'expression du rendement η est :

$$(2) \quad \eta = \frac{\varpi QH}{75P}$$

avec

ϖ , poids spécifique du liquide pompé;

Q , débit en l/s;

H , hauteur manométrique totale en m d'eau;

P , puissance au frein en ch.

D. — Courbes caractéristiques.

Les différentes grandeurs que nous venons de définir sont interdépendantes. Leurs variations se représentent par des courbes dites courbes caractéristiques.

Considérons une pompe en action, la vanne de départ étant fermée. Le débit est nul, mais la hauteur manométrique est alors maximum. Une formule empirique permet de déterminer sa valeur :

$$(3) \quad H_m = \left(\frac{Dn}{8\,500} \right)^2$$

avec :

H_m , hauteur manométrique maximum en m;
 D , diamètre extérieur du rotor en cm;
 n , vitesse de rotation en tr/mn.

Maintenons constante la vitesse de rotation et ouvrons progressivement la vanne de départ : la pompe commence à débiter et le débit ne cesse d'augmenter, par contre la hauteur manométrique diminue d'une façon continue. La variation de la pression en fonction du débit se représente par une courbe. Cette chute de hauteur manométrique dépend de la forme et du nombre des aubes de la pompe, ainsi que des frottements internes du liquide. Ces frottements augmentent en même temps que le débit et c'est la raison de l'allure décroissante de la courbe.

L'ingénieur calculant une pompe peut modifier la courbe pression-débit en jouant sur le nombre ou la forme des aubes, mais il a fort peu de contrôle sur les pertes dues aux frottements internes.

De la même manière, on représente la courbe du rendement en fonction du débit. Cette courbe d'abord croissante passe par un maximum pour décroître ensuite.

Une troisième courbe représente les variations de la puissance en fonction du débit. Cette courbe est généralement croissante.

Une pompe doit être utilisée au maximum de son rendement. L'ingénieur se donne une pression et un débit sur lesquels il base ses calculs. Il s'arrange ensuite pour obtenir le rendement maximum au voisinage de ces conditions.

Il serait inexact de croire qu'une pompe donnée travaille sous une hauteur manométrique constante. La pression d'utilisation est fonction du débit demandé, elle se détermine sur la courbe caractéristique. Cette courbe est donc absolument indispensable à l'installateur pour passer commande. Il est extrêmement regrettable que certains constructeurs omettent de la fournir avec leur documentation commerciale.

La figure 1 représente les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge tournant à 1 450 tr/mn et dont le diamètre de rotor est de 9,5 cm.

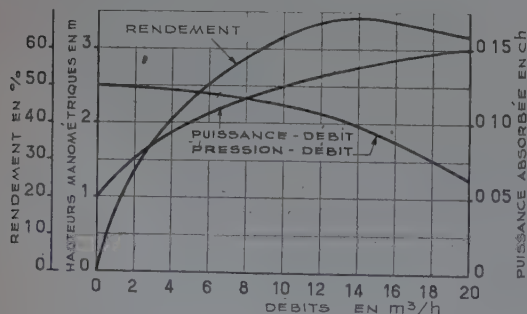


FIG. 1. — Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge tournant à 1 450 tr/mn. Diamètre du rotor : 9,5 cm.

Jusqu'ici nous avons supposé la vitesse constante; lorsque cette dernière varie, la hauteur manométrique, le débit et la puissance varient également suivant des règles définies qui sont connues sous le nom de *lois d'affinité*. Ces règles, d'abord trouvées expérimentalement, s'appuient sur des considérations théoriques rigoureuses.

Pour un rotor donné :

- 1° Le débit varie comme la vitesse;
- 2° La pression comme le carré de la vitesse;
- 3° La puissance comme le cube de la vitesse.

A vitesse constante :

- 1° Le débit varie comme le diamètre des aubes;
- 2° La pression comme le carré du diamètre des aubes;
- 3° La puissance comme le cube du diamètre des aubes.

La figure 2 représente trois courbes pression-débit correspondant à des vitesses n_1 , n_2 et n_3 . Les points qui se déduisent l'un de l'autre par les lois d'affinité sont appelés *points correspondants* et sont situés sur une même parabole. Ces points ont même rendement et même *vitesse spécifique*.

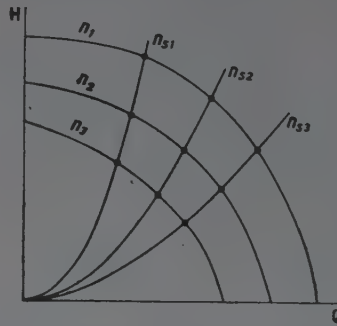


FIG. 2. — Courbes pression-débit correspondant à trois vitesses spécifiques différentes.

E. — Vitesse spécifique.

Cette nouvelle caractéristique a été introduite par CAMERER dans l'étude des turbines hydrauliques et a été depuis étendue aux turbo-pompes. La *vitesse spécifique* n_s a pour expression :

$$(4) \quad n_s = \frac{nQ^{1/2}}{H^{3/4}}$$

où :

n , représente la vitesse en tr/mn;
 Q , le débit en m³/s;
 H , la hauteur manométrique en m.

La définition physique de la vitesse spécifique est la suivante : c'est le nombre de tr/mn nécessaire pour fournir un débit de 1 m³/s sous une hauteur manométrique de 1 m, pour un rotor homotétique du rotor considéré. La vitesse spécifique est une grandeur constante pour toutes les pompes semblables et, pour une pompe donnée, elle est indépendante de la vitesse.

Il résulte de l'équation (4) que, dans les mêmes conditions débit-pression, la pompe qui a la plus grande vitesse spécifique tourne à la vitesse la plus grande et est de plus petites dimensions. D'autre part, pour une même

vitesse et un même débit, la pompe qui a la plus grande vitesse spécifique travaille sous la pression la plus faible. Enfin, dans les mêmes conditions de vitesse et de pression, la pompe qui a la plus grande vitesse spécifique fournit le débit le plus grand.

Ces propriétés se vérifient par ailleurs graphiquement sur la figure 2.

3° Rotor.

Le rotor est l'organe qui transmet au liquide pompé l'énergie fournie par le moteur; sa forme diffère suivant le type de pompe considéré.

A. — Pompes centrifuges.

Dans ce type de pompes, le rotor est constitué par une roue munie d'aubes ou ailettes. Par suite de l'action de ces ailettes, l'eau subit à la fois une augmentation de pression et de vitesse. L'eau arrive axialement jusqu'à la roue; la force centrifuge agit dans le sens d'écoulement du fluide et contribue à augmenter sa pression. Les espaces compris entre les ailettes portent le nom de *canaux* et leur section croît en fonction de l'éloignement de l'axe. La figure 3 représente la section d'une roue de pompe centrifuge. Dans les pompes centrifuges étudiées pour les très grandes vitesses, la section de la roue est épaisse à proximité de l'arbre et devient de plus en plus étroite à mesure que l'on se rapproche de l'extérieur.

L'angle de sortie des ailettes a une influence considérable sur les caractéristiques d'une pompe centrifuge. Trois solutions sont à priori possibles : aubes inclinées vers l'avant, aubes à sortie radiale, aubes inclinées vers l'arrière. Les canaux formés par deux aubes consécutives sont très différents suivant les cas (fig. 4). Dans le cas d'aubes inclinées vers l'arrière, le canal est plus long et s'évase moins rapidement que dans les autres cas. Mais les grands évaselements risquent de créer un décollement des veines fluides. Les aubes inclinées vers l'avant donnent théoriquement une plus grande hauteur manométrique pour une même vitesse tangentielle, par

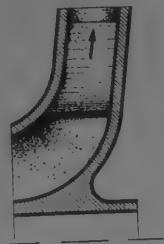


FIG. 3.

contre les pertes par transformation d'énergie cinétique en énergie potentielle deviennent tellement importantes que le rendement est mauvais.

En résumé, les roues à ailettes inclinées vers l'arrière nécessitent une vitesse de rotation plus grande pour une même hauteur et un même diamètre, mais elles fonctionnent dans de meilleures conditions en raison de la forme du canal, d'une meilleure transformation de la vitesse en pression et d'un moindre frottement dû à une vitesse plus faible dans le diffuseur.

Dans les pompes modernes, on ne trouve plus que des ailettes inclinées vers l'arrière sous un angle de 20 à 50° par rapport à la vitesse tangentielle. Les ailettes inclinées vers l'avant ne se rencontrent plus que dans le cas des ventilateurs.

Pompes à action, pompes à réaction.

Cette appellation est quelquefois employée à propos des pompes centrifuges par analogie avec les turbines. Si la pression à la sortie de la roue est supérieure à la pression à l'entrée, la pompe est dite à *réaction*. Dans ce cas, l'énergie de pression ou énergie potentielle du liquide, représente une valeur importante de l'énergie totale. L'augmentation de pression dans le diffuseur qui suit la roue peut être relativement petite.

Par contre, si la pression à la sortie de la roue est égale à la pression à l'entrée, on a une pompe à *action*. Dans ce cas, toute l'énergie communiquée au liquide l'est sous forme d'énergie cinétique. Le ralentissement progressif de l'écoulement est une nécessité absolue. La pompe à ailettes inclinées vers l'avant se rapproche d'autant plus d'une pompe à action que cette inclinaison est importante.

Dans les pompes centrifuges utilisées en chauffage central, on utilise généralement le rotor dit « fermé », c'est-à-dire dont les ailettes sont fixées entre deux joues.

Dans les pompes à haute vitesse spécifique, et spécialement dans le cas où le liquide pompé peut contenir des corps étrangers on utilise souvent le rotor dit « ouvert », sans joues latérales.

B. — Pompes hélico-centrifuges.

Dans les pompes centrifuges que nous venons de décrire, la vitesse du fluide produit un choc à l'entrée des ailettes de la roue, choc d'autant plus fort que la hauteur d'aspiration est plus grande. Ce choc est diminué dans les pompes hélico-centrifuges. Dans ce type de pompes, le liquide, après passage dans l'œillard d'aspiration, est cueilli par des ailes de formes hélicoïde et sort de la roue obliquement ou normalement à l'axe de rotation. La forme de ce type de roue correspond à celle du rotor des turbines Francis. Dans la littérature étrangère, ce type de roue est quelquefois appelé : roue Francis (fig. 5).

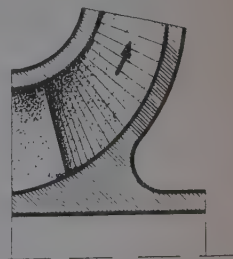


FIG. 5. — Section d'une roue hélico-centrifuge.

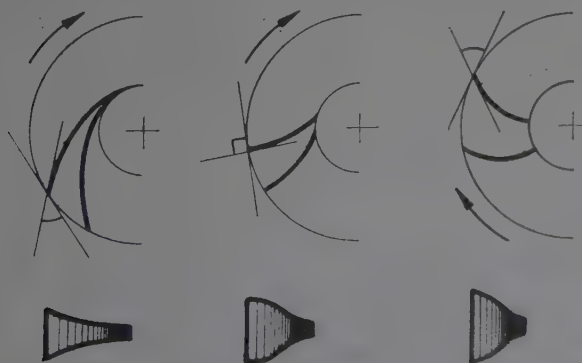


FIG. 4. — Schéma des canaux pour trois angles d'ailettes différents.

C. — Pompes hélices.

Dans ce type de pompes, le liquide entre en contact avec les ailettes suivant le même processus que dans les pompes que nous venons de décrire, mais toute la surface de l'aile reste hélicoïdale et le liquide ressort du rotor parallèlement à son axe de rotation.

D. — Comparaison entre les trois types de rotors.

Les trois types de rotors que nous venons de décrire correspondent à des usages différents. Les rotors centrifuges correspondent aux petits débits et hautes pressions; les rotors hélicoïdaux aux grands débits et faibles pressions. Les rotors hélico-centrifuges ont des propriétés intermédiaires.

4° Diffuseurs.

Nous venons de voir que l'énergie transmise par la roue au fluide se compose d'une énergie potentielle et d'une énergie cinétique. Cette dernière n'est intéressante que transformée en énergie potentielle, pour augmenter la hauteur manométrique de la pompe. Cette transformation est le rôle du diffuseur. Nous allons étudier successivement le diffuseur dans le cas des trois types de pompes que nous avons définis.

A. — Pompes centrifuges.

Les diffuseurs utilisés sur les pompes centrifuges peuvent être classés en cinq types différents :

a) Couronne à ailettes directrices.

La couronne se compose généralement de deux flasques parallèles dont l'écartement correspond à la largeur de la roue. Entre ces flasques sont fixées les ailettes; les extrémités de ces dernières doivent être parfaitement aiguës de façon à couper le mieux possible les filets liquides. Enfin, on laisse quelques millimètres entre les extrémités des ailettes de la roue et celles de la couronne pour diminuer le choc qui se produirait si les extrémités des ailes de la couronne n'étaient pas parfaitement dans la direction de la vitesse absolue de la roue. Souvent une telle couronne est suivie d'une volute (fig. 6).

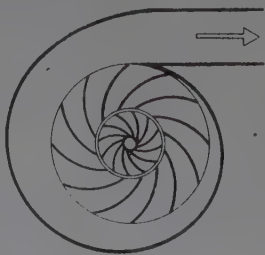


FIG. 6.

b) Couronne sans ailettes.

Pour les pompes fonctionnant sous des débits particulièrement élevés, on emploie simplement les deux flasques sans ailettes (flasques parallèles ou s'évasant vers la périphérie). Pour une pompe à débit constant, le rendement de cette couronne est inférieur à celui du diffuseur précédent : l'appareil a son fonctionnement troublé par la force centrifuge qui déforme les filets théoriques vers l'extérieur occasionnant des frottements internes et des décollements.

c) Volute à vitesse variable.

Ce type de diffuseur correspond au modèle indiqué figure 7. La section de la volute est calculée de telle sorte que la vitesse passe de la valeur U_1 correspondant à la sortie de la roue à la vitesse U_2 désirée.

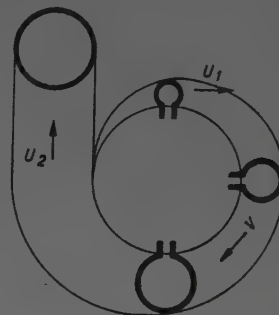


FIG. 7. — Volute à vitesse variable.

d) Volute à vitesse constante.

Dans ce type, les deux fonctions du corps de pompe sont séparées. La volute a pour but de collecter le fluide sans modifier sa vitesse, tandis qu'une branche de sortie conique raccordée à la tuyauterie de l'installation transforme de l'énergie cinétique en énergie potentielle (fig. 8). Les sections de la volute sont telles que la vitesse moyenne du liquide reste égale à la composante tangentielle de sortie.

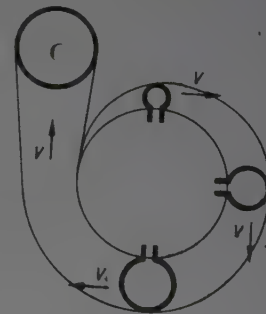


FIG. 8.
Volute à vitesse constante.

En général, la section des volutes de refoulement tant à vitesse constante qu'à vitesse variable est circulaire. Cette facture présente l'avantage d'offrir une plus grande résistance mécanique et d'occasionner une plus faible perte de charge. Cependant, certains constructeurs emploient parfois des formes carrées ou triangulaires. La figure 9 donne un schéma des sections les plus couramment rencontrées.

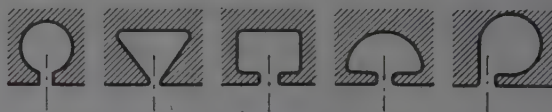


FIG. 9. — Section droite des formes de volutes les plus usuelles.

e) Amortisseurs compound.

Les diffuseurs à volute présentent un inconvénient : il se produit des chocs entre filets liquides provenant de parties différentes de la volute; il en résulte une perte d'énergie mécanique. L'amortisseur compound a pour but de remédier à ce défaut. Dans cet appareil, une couronne sans ailettes est interposée entre la roue cloisonnée et la volute. Pour tenir compte du ralentissement des vitesses dans la couronne, la hauteur des disques doit aller en augmentant vers la sortie. Râteau limite les

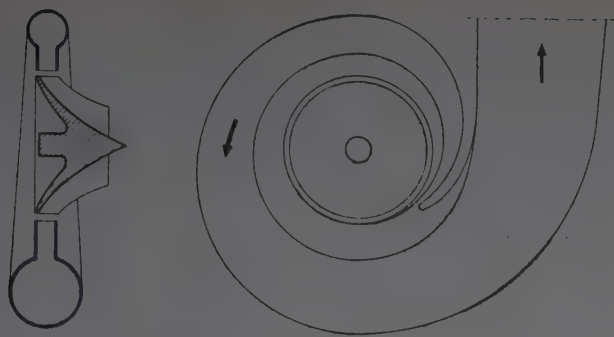


FIG. 10. — Amortisseur compound.

couronnes par un cercle à l'intérieur et une spirale d'Archimède à l'extérieur (fig. 10).

B. — Pompes hélico-centrifuges.

Il existe deux types de diffuseurs pour pompes hélico-centrifuges :

a) Le diffuseur en forme de volute.

Son principe et son allure sont les mêmes que dans le cas d'une pompe centrifuge. La seule différence réside dans la section de la volute qui est beaucoup plus importante pour les pompes hélico-centrifuges. À diamètre de roue égal, le débit de ces pompes est en effet beaucoup plus élevé et il faut de plus compter avec une composante axiale de la vitesse très importante (fig. 11).



FIG. 11.

b) Le diffuseur axial.

Ce type de diffuseur (fig. 12) se compose d'un corps de pompe en forme de poire contenant un cône coaxial à

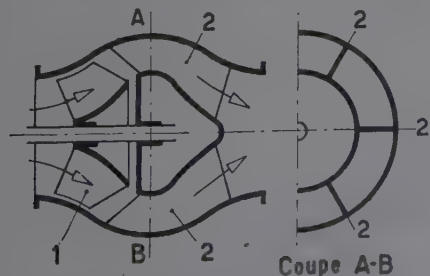


FIG. 12. — Diffuseur axial pour pompe hélico-centrifuge.

l'intérieur duquel est logé un palier pour l'arbre du rotor. L'espace compris entre le cône et le corps de pompe est divisé par des ailettes en un certain nombre de canaux. L'extrémité amont de ces ailettes est adaptée à l'angle sous lequel le liquide quitte le rotor. L'extrémité aval est constituée de telle sorte que le liquide la quitte suivant l'axe du tuyau de refoulement.

C. — Pompes hélices.

Dans les pompes hélices, le diffuseur est une combinaison des propriétés du divergent conique et des ailettes que l'on rencontre dans le diffuseur axial des pompes hélico-centrifuges (fig. 13).

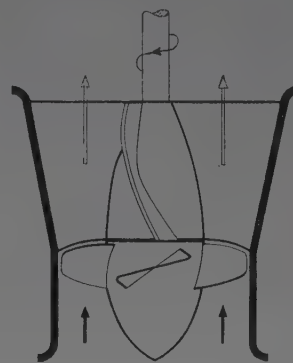


FIG. 13. — Diffuseur de pompe hélice.

5° Poussées et équilibrage.

Des poussées s'exercent sur les différentes parties de la pompe tant à l'arrêt qu'en mouvement. Nous allons étudier ces forces et indiquer les moyens employés pour les équilibrer.

A. — Le poids.

Le poids de l'équipage mobile s'exerce sur les paliers dans le cas d'une pompe à axe horizontal, sur une butée dans le cas d'une pompe à axe vertical. C'est la réaction des paliers, ou de la butée, qui équilibre le poids.

B. — Forces transversales.

Ces forces peuvent être de différentes natures : dynamiques, mécaniques, hydrauliques.

a) Dynamiques.

Le rotor de la pompe peut être déséquilibré soit par excentrement, soit du fait d'une usure irrégulière. Dans ces conditions, l'action de la force centrifuge crée une poussée transversale.

b) Mécaniques.

Ces forces peuvent être dues à l'action des courroies d'entraînement ou à un mauvais alignement de l'axe de la pompe avec celui du moteur.

c) Hydrauliques.

L'origine de ces poussées est généralement le récupérateur. La figure 14 permet d'en comprendre le mécanisme. Lorsque la pompe est en marche, la pression du liquide s'exerce sur les parois du récupérateur et sur la roue cloisonnée. Il en résulte sur cette roue des forces qui sont toutes dirigées suivant les rayons. L'ensemble de ces forces a une composante ayant son point d'application sur l'axe de rotation. Dans les pompes modernes, le constructeur s'arrange pour que, dans les conditions

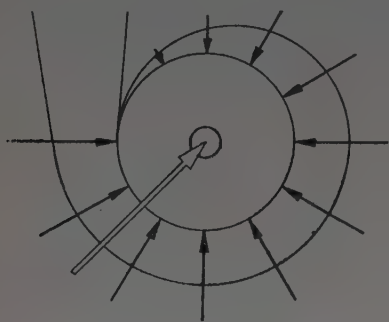


FIG. 14. — Schéma montrant la formation de la poussée transversale.

optima d'utilisation, cette composante soit nulle, mais pour des débits différents du débit normal il n'en est plus de même. Une formule empirique permet de calculer la valeur de la force transversale hydraulique s'appliquant sur l'arbre :

$$F = \frac{KHDB}{10}$$

avec :

F , résultante transversale en kg;
 H , hauteur manométrique en m d'eau;
 D , diamètre de la roue en cm;
 B , largeur de la roue en cm;
 K , une constante dépendant du débit, suivant la formule :

$$K = 0,36 \left[1 - \left(\frac{Q}{Q_n} \right)^2 \right]$$

où Q est le débit d'utilisation et Q_n le débit normal.

C. — Poussée axiale.

La poussée axiale a deux origines : l'une statique, l'autre dynamique.

a) Statique.

Du fait de la différence de surface entre les deux joues de la roue cloisonnée, il se produit une dissymétrie entre les forces s'exerçant sur chaque joue. Il s'en suit que leur résultante est dirigée le long de l'axe dans le sens de l'aspiration.

b) Dynamique.

L'ensemble des réactions du liquide sur les aubes de la roue a une composante horizontale qui tend à faire glisser le rotor sur son axe.

D. — Equilibrage.

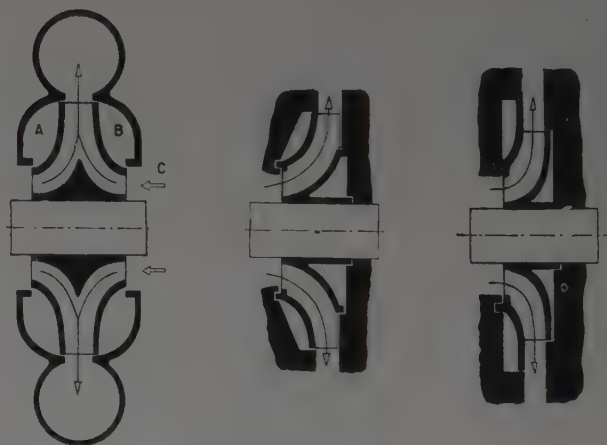
La résultante de ces forces statiques et dynamiques peut prendre une valeur considérable; un dispositif de compensation judicieusement étudié est une nécessité. Les procédés d'équilibrage sont extrêmement nombreux : nous allons décrire les plus courants.

a) Rotor à double aspiration.

L'équilibrage de la poussée « statique » est automatiquement réalisé, les deux flasques de la roue étant symétriques. La poussée « dynamique » est compensée soit par des butées ordinaires ou à billes, soit hydrauliquement (fig. 15). Si une poussée s'exerce dans le sens de C, une fuite se manifeste en B; le résultat en est un abaissement de pression en B et une surpression en A, surpression qui a pour but de repousser l'équipage mobile.

b) Dispositif Rateau et similaires.

Le principe de ces dispositifs consiste à donner aux deux joues de la roue cloisonnée des diamètres différents. Le dispositif Rateau est représenté figure 16; un dispositif similaire est indiqué figure 17.



De gauche à droite :

FIG. 15. — Schéma d'équilibrage d'un rotor à double aspiration.

FIG. 16. — Dispositif d'équilibrage Rateau.

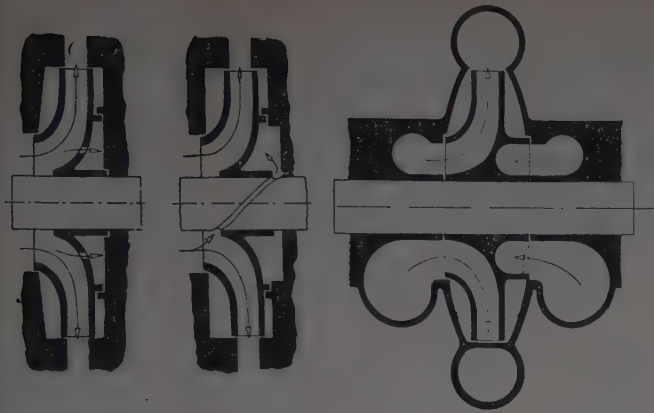
FIG. 17. — Dispositif d'équilibrage.

c) Chambre d'équilibrage et trous de compensation.

La joue de la roue opposée à l'aspiration porte une bague d'étanchéité qui divise l'espace compris entre le rotor et le corps de pompe en deux chambres concentriques (fig. 18). La chambre extérieure est soumise à la pression de refoulement, la chambre centrale est mise en communication avec l'aspiration au moyen d'une série de trous.

Une variante de ce procédé consiste à ménager une rigole hélicoïdale sur l'arbre, afin de mettre en communication la chambre centrale et l'aspiration (fig. 19).

Certains constructeurs réalisent la communication à travers le corps de pompe. La figure 20 représente le schéma d'une pompe américaine utilisant le corps d'une pompe à double aspiration, la moitié de la canalisation servant à mettre en communication la chambre d'équilibrage et l'aspiration.



De gauche à droite :

- FIG. 18. — Chambre d'équilibrage et trous de compensation.
FIG. 19. — Chambre d'équilibrage et rigole hélicoïdale.
FIG. 20. — Rotor à simple aspiration équilibré par un corps de pompe à double aspiration.

d) Nervures radiales.

Ce procédé est très employé dans les pompes américaines où il semble donner d'excellents résultats. La figure 21 donne la transposition en unités françaises

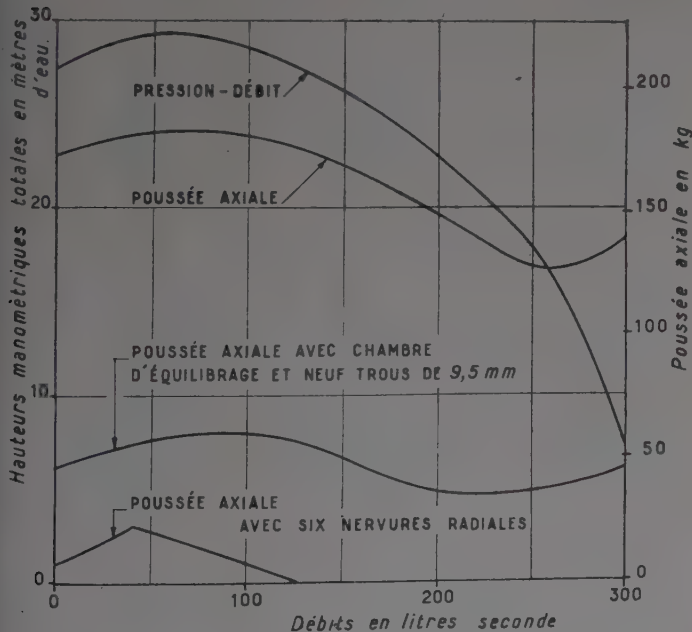


FIG. 21. — Comparaison quantitative de différents procédés d'équilibrage.

d'essais comparatifs effectués aux États-Unis. La pompe considérée tournait à 2 000 tr/mn, le diamètre de sa roue était de 22 cm, celui de l'ouïe d'aspiration de 10 cm. Trois courbes donnent les valeurs de la poussée axiale en fonction du débit pour une roue sans équilibrage, avec trous d'équilibrage et avec nervures radiales.

Ces nervures sont fixées sur la joue de la roue cloi-

sonnée du côté opposé à l'ouïe d'aspiration et viennent très près de la paroi intérieure du corps de pompe (fig. 22). Quand la roue est en mouvement, ces nervures entraînent le liquide dans un mouvement de rotation aussi rapide que celui du rotor. Le résultat obtenu est une ré-

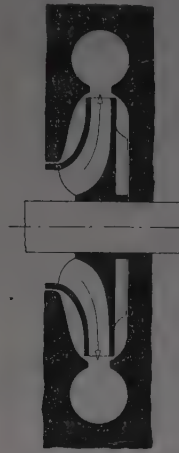


FIG. 22.
Équilibrage par nervures radiales.

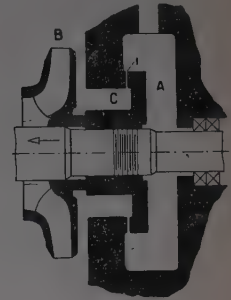


FIG. 23.
Piston d'équilibrage.

duction de la pression s'exerçant sur toute la surface de la joue délimitée par les nervures.

e) Piston d'équilibrage.

Les divers modes d'équilibrage que nous venons d'indiquer ne sont pas automatiques. Le piston d'équilibrage présente sur eux l'avantage de l'automatisme. Ce dispositif correspond au schéma de la figure 23. En A règne la pression d'aspiration, en B la pression de refoulement. Le piston P est claveté sur l'arbre de la pompe. Supposons un déplacement dans le sens de la flèche. La fuite étant diminuée en i, la pression en C tend vers la pression de refoulement. Comme en A règne la pression d'aspiration, qui lui est inférieure, le piston P est repoussé.

f) Autres dispositifs d'équilibrage automatique.

Il existe différents autres dispositifs d'équilibrage automatique. Dans l'exemple représenté figure 24, si le rotor se déplace dans le sens de la flèche, la pression de refoulement tend à s'établir en A, ce qui a pour effet de repousser l'équipage mobile en sens inverse. Lorsque le déplacement initial se produit en sens opposé, le processus d'équilibrage est exactement le même.

La figure 25 représente un mode d'équilibrage basé

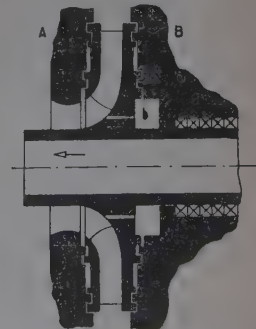
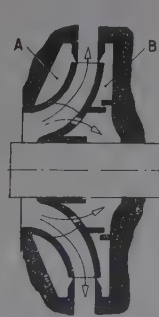


FIG. 24 et 25. — Dispositifs d'équilibrage automatique.

sur un principe identique. Lorsque le rotor subit une poussée dans le sens de la flèche, il se produit une fuite en *b*, ce qui a pour effet de mettre dans la chambre B la pression d'aspiration. Il en résulte que, la pression étant plus faible dans B que dans A, le déplacement amorcé est immédiatement compensé.

g) Équilibrage mécanique.

Dans le cas de pompes de petite puissance, ces procédés d'équilibrage ne sont pas toujours nécessaires; le constructeur se contente alors de l'usage de butées (butées ordinaires ou butées à billes).

6° Fuites et dispositifs d'étanchéité.

Les fuites que l'on rencontre dans les pompes sont de diverses natures :

- Fuites entre la haute et la basse pression;
- Fuites entre la haute pression et l'extérieur;
- Fuites entre l'extérieur et la basse pression avec rentrées d'air.

Suivant la position de ces fuites, la conception du dispositif d'étanchéité est différente.

A. — Bagues d'étanchéité.

Lorsque les fuites ont lieu entre la roue cloisonnée et le corps de pompe, le constructeur a recours à des bagues d'étanchéité. Le but de ces dernières n'est pas d'obturer complètement la fuite, mais de créer une perte de charge telle que la fuite ne dépasse pas 3 à 10 % du débit. Les pertes de charge sont occasionnées soit par un long parcours, soit par des accidents sur le circuit de la fuite (par exemple, joints en labyrinthe).

Les bagues d'étanchéité, en raison de l'importance du frottement du liquide qui les traverse, sont soumises à une usure rapide. Dans ces conditions, si ces bagues étaient fixes il en résulterait rapidement la mise hors service pure et simple de la pompe. Le constructeur fabrique donc des bagues d'étanchéité amovibles qui jouent en outre le rôle de bagues d'usure. Ces bagues protègent le corps de pompe et permettent, par simple remplacement, de retrouver les cotes initiales de l'appareil.

Les bagues d'usure fixées sur le corps de pompe sont faciles à changer et leur emploi est une pratique toujours recommandable. Par contre, les bagues d'usure situées sur le rotor sont difficilement accessibles et nécessitent un travail important pour leur remplacement. On ne les trouve que sur les grosses pompes de construction très soignée. En général, les constructeurs préfèrent abandonner les bagues de rotor et effectuer le remplacement des bagues de corps de pompe par des bagues adaptées aux nouvelles cotes.

La figure 26 donne le schéma d'un certain nombre de bagues d'étanchéité jouant également le rôle de bagues d'usure. Les formes en labyrinthe et en gradins sont vivement discutées. Certains auteurs prétendent que cette facture, ne diminue pas les fuites et font, par contre, ressortir que l'usure s'en trouve accrue.

B. — Presse-étoupe.

Aux endroits où l'arbre en rotation passe à travers le corps de pompe, le constructeur réduit les fuites à l'aide d'un presse-étoupe. La garniture du presse-étoupe peut être de deux sortes différentes :

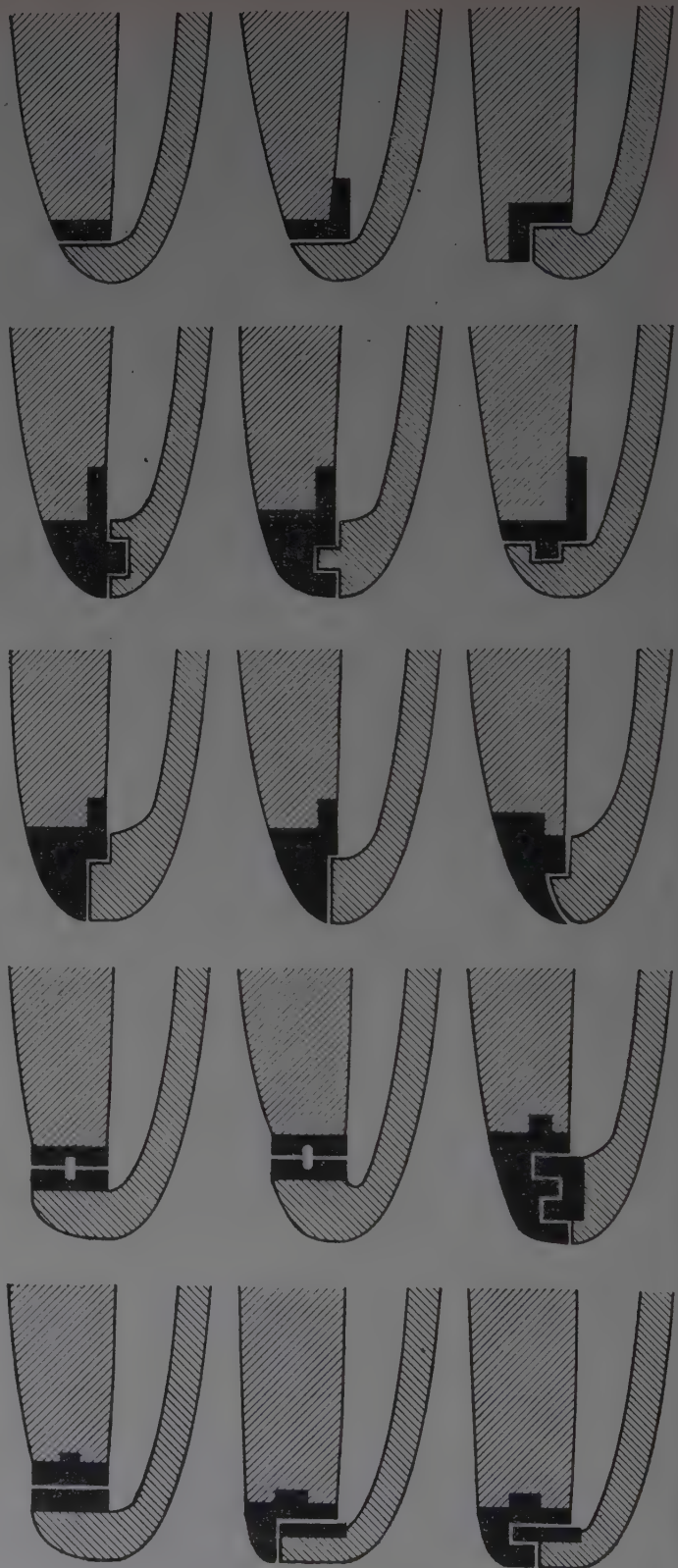
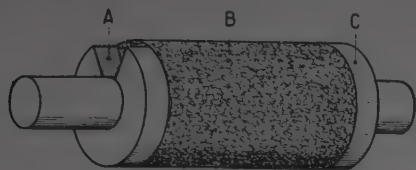


FIG. 26. — Coupe de différents types de bagues d'étanchéité.

a) **Un bourrage plastique**, que l'on emploie entre deux anneaux de tresse carrée : l'un au fond de la boîte presse-étoupe, l'autre étant placé avant vissage du chapeau (fig. 27).



A. Coupeure; B. Bourrage plastique; C. Anneau de tresse.

FIG. 27. — Garniture de presse-étoupe en bourrage plastique.

b) **Une tresse à section carrée** d'un calibre adapté aux dimensions de la boîte. Cette tresse est découpée en anneaux dont le diamètre intérieur est déterminé par le diamètre de l'arbre ou de la chemise d'arbre. Chaque anneau comporte une coupure d'environ 1 mm d'épaisseur. Deux anneaux successifs sont placés avec leurs joints diamétralement opposés (fig. 28). L'enroulement en hélice est à proscrire. Le chapeau doit être serré modérément et permettre une légère fuite du liquide pompé. La tresse utilisée est en amiante, lin ou coton parfois imprégné de néoprène.

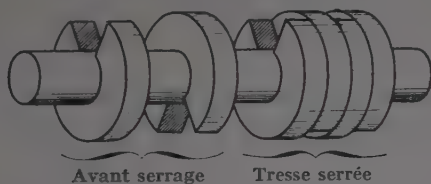


FIG. 28. — Garniture de presse-étoupe en tresse carrée.

Dans le cas où la pression d'aspiration est inférieure à la pression atmosphérique, il serait impossible d'empêcher les rentrées d'air par ce procédé. Il faut alors avoir recours à l'artifice suivant : au milieu de la boîte presse-étoupe une dérivation du refoulement amène de l'eau sous pression qui est répartie tout autour de l'arbre

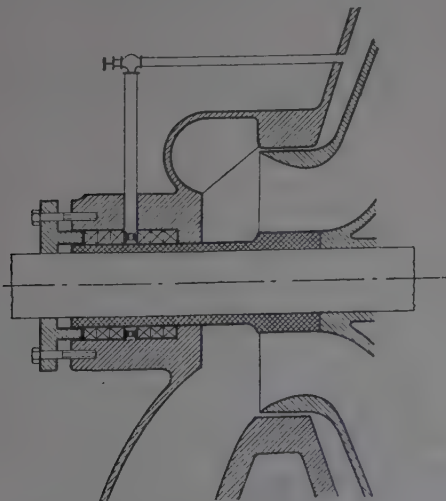


FIG. 29. — Fuite de presse-étoupe alimentée par l'eau du refoulement.

ou de la chemise d'arbre par un anneau à lanterne; une partie de cette eau s'écoule vers l'aspiration, l'autre vers l'extérieur et s'oppose ainsi aux rentrées d'air (fig. 29). Les fuites vers l'extérieur sont collectées par un tube et envoyées à l'égout. Ces fuites sont peu importantes et ne peuvent en rien perturber le fonctionnement de la pompe; elles présentent par contre l'avantage, outre l'interdiction des rentrées d'air, de lubrifier les garnitures qu'elles refroidissent et en réduisent ainsi l'usure.

7° Arbres et chemises d'arbres.

Pour les pompes destinées à travailler avec de l'eau non corrosive, c'est le cas en chauffage central, un arbre en acier ordinaire pourrait suffire. On utilise cependant très souvent des chemises pour protéger l'arbre et on pourrait se demander pourquoi utiliser pour ces derniers un métal coûteux. La raison en est que la protection de l'arbre est rarement réalisée à 100 %. La rupture d'arbre, cause la plus fréquente de pannes dans les pompes, est généralement due à la faiblesse des chemises d'arbres plus qu'à toute autre cause. Beaucoup de chemises sont construites pour buter contre le moyeu du rotor et constituer ainsi un joint métal-métal. A moins que ce joint ne soit étanche, l'arbre casse souvent à ce point et ce d'autant plus facilement que le joint est moins bon. Il ne faudrait pas avoir une fausse notion de sécurité du fait de l'inclusion d'un joint non métallique. De tels joints se détériorent facilement et l'arbre devient alors vulnérable.

Les chemises sont fixées sur l'arbre par des filetages. Dans le but de faciliter la dilatation et la contraction, les parties filetées sont souvent localisées au voisinage du moyeu du rotor pour permettre l'expansion de la chemise vers l'extérieur. Par contre, certains constructeurs localisent les filetages à l'extérieur du corps de pompe et fixent les chemises par des colliers filetés. Lorsque les filets sont situés dans le liquide pompé, ils s'oxydent rapidement et il est très difficile de remplacer la chemise. Il est souvent nécessaire de refiler l'arbre et même de le remplacer purement et simplement.

Le fait de placer les filetages à l'extérieur du corps de pompe n'est pas non plus une solution idéale, même quand c'est possible. Pour empêcher le glissement de la chemise sous l'action du presse-étoupe, l'extrémité intérieure est généralement clavetée sur l'arbre. Il en résulte invariablement une fuite autour de la clavette en cet endroit, avec comme conséquence une oxydation de l'arbre.

8° Paliers.

Ces organes ont pour but de supporter l'arbre et l'équipage mobile. Suivant les types de pompes et les constructeurs, deux modèles de paliers sont utilisés : les paliers à coussinets lisses et les paliers à coussinets à billes.

A. — Paliers à coussinets lisses.

Ces paliers supportent rigidement à l'intérieur d'une chambre spéciale, un coussinet constitué par un tube épais. L'arbre de la pompe repose vers son extrémité dans le coussinet à l'intérieur duquel il peut tourner librement. La partie de l'arbre reposant dans le coussinet constitue le *tourillon*. Le tourillon est généralement séparé du reste de l'arbre par une *rampe d'huile*. Cet organe,

constitué par un tronc de cône, a pour but d'éviter les fuites d'huile le long de l'arbre en rejetant le lubrifiant à l'intérieur de la chambre sous l'action de la force centrifuge.

Le processus de graissage est le suivant : les coussinets comportent une ou plusieurs échancrures permettant le passage de bagues reposant sur le tourillon. Leur diamètre est sensiblement plus grand que celui du coussinet. La partie inférieure de la chambre contient de l'huile dont le niveau est calculé de telle façon que l'extrémité inférieure des bagues baigne dans cette huile.

Lorsque la pompe est en fonctionnement, les bagues tournent lentement et ramènent sans cesse de l'huile dans les échancrures du coussinet. La surface intérieure de ce dernier comporte des « pattes d'araignée » qui ont pour but de distribuer l'huile sur toute cette surface. La figure 30 représente un tel palier.

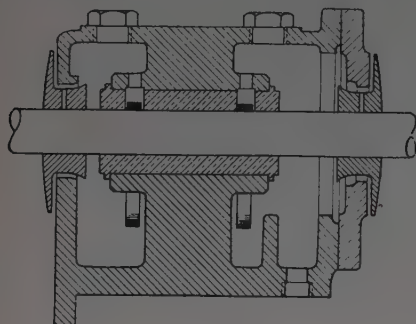


FIG. 30. — Palier à coussinets lisses.

Les coussinets sont généralement en bronze ou en bronze phosphoreux; ils sont souvent recouverts d'une couche de métal antifriction.

L'antifriction s'use plus vite que le bronze, mais il présente l'avantage de se roder plus facilement.

La figure 31 représente différentes sections de bagues de graissage usuelles.



FIG. 31. — Section des types de bagues de graissage les plus usuels.

D'autres modes de graissage sont également utilisés dans les paliers de pompes : le graissage sous pression consiste à faire arriver l'huile sous pression par un canal au centre du palier (fig. 32).

Dans les petites pompes, il est fréquent, par souci d'économie, de graisser le tourillon à l'aide d'une mèche dont une extrémité trempe dans une réserve d'huile. On graisse parfois également à la graisse consistante avec des graisseurs du type Stauffer. Dans ce modèle, il y a lieu de donner de temps en temps un tour de vis au couvercle du graisseur pour assurer l'écoulement de la graisse.

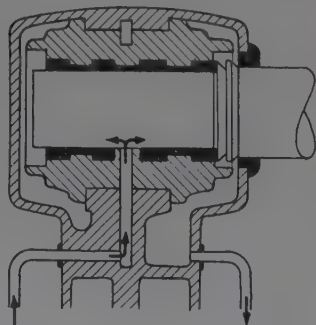


FIG. 32. — Palier à coussinets lisses graissés sous pression.

Les paliers que nous venons de décrire présentent un inconvénient : l'alignement de deux paliers est une opération difficile. Il est nécessaire de la réaliser avec soin pour éviter une usure prématurée de l'arbre. Pour obvier à cette difficulté, les constructeurs ont construit des paliers comportant des coussinets à siège sphérique. Ces paliers sont constitués comme les modèles que nous venons de décrire, avec la seule différence que les coussinets sont montés dans des douilles qui reposent sur le corps du palier par l'intermédiaire de sièges sphériques (fig. 33). Ces paliers permettent ainsi un parfait alignement avec l'arbre.

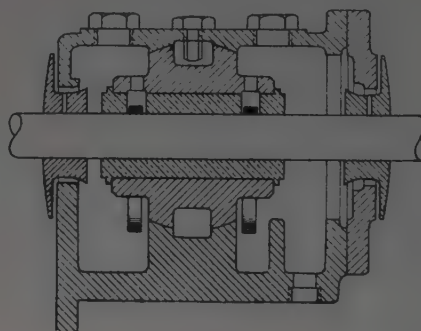


FIG. 33. — Palier à sièges sphériques.

Il existe différentes variantes des modèles que nous venons de décrire, permettant de compenser la poussée axiale. Nous allons donner la description d'un palier de ce type : le palier Kingsbury (fig. 34).

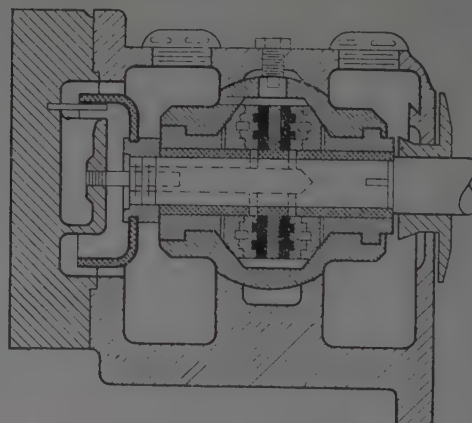


FIG. 34. — Palier Kingsbury.

Le principe est le suivant : une butée circulaire est fixée sur l'arbre. Sous l'action de la poussée, elle vient porter sur les patins régulés solidaires du palier et par son intermédiaire, du corps de pompe. Il est absolument indispensable qu'une pellicule d'huile soit intercalée entre le collier et les patins. Le graissage est réalisé soit sous pression, soit par gravité. Le palier représenté figure 34 est graissé par gravité. L'huile est entraînée par une coupelle solidaire de l'arbre. Un doigt racleur fait tomber cette huile dans un godet. Sur ce dernier est vissé un tube qui conduit l'huile dans un canal situé au milieu de l'extrémité de l'arbre. Ce canal distribue de chaque côté de la butée l'huile qui s'écoule au som-

met du coussinet par un trou de trop plein. Dans le cas d'un graissage par pompe, le constructeur a recours généralement à une pompe à engrenage commandée par une vis sans fin en extrémité d'arbre.

Dans tous les cas où les coussinets lisses sont graissés à l'huile, cette dernière doit être une huile minérale de première qualité, totalement exempte d'acide, de chlore et de soufre et ne contenant d'alcali qu'à l'état de traces. Les huiles végétales ou animales sont à exclure en raison de leur acidité et de leur tendance à une oxydation rapide. La viscosité correspondra à l'appellation commerciale demi-fluide des fabricants français.

B. — Paliers à billes.

Beaucoup de constructeurs utilisent maintenant les paliers à billes. Aux États-Unis, il est même actuellement difficile de trouver des pompes montées sur paliers à coussinets lisses.

Les paliers à billes présentent l'avantage d'être moins encombrants que les paliers de l'autre type. Il en résulte un arbre plus court, ce qui a des répercussions sur les dimensions générales de la pompe. D'autre part, le coefficient de frottement étant réduit, la pompe peut être réalisée avec un arbre plus faible et un moteur moins puissant.

Les roulements à billes présentent par contre l'inconvénient d'être assez bruyants.

Un roulement à billes simple se compose d'une bague intérieure fixée sur l'arbre et d'une bague extérieure enserrée dans le palier. Les bagues sont en acier spécial trempé et rectifié. Les billes en acier chromé sont interposées entre les bagues.

Lorsque l'arbre tourne, il entraîne la bague intérieure, l'autre restant fixe; les billes roulent entre les deux bagues (fig. 35).

Il existe des modèles de paliers à billes prévus pour compenser la poussée axiale : un tel palier est représenté figure 36. Son principe de fonctionnement est le même que dans le palier Kingsbury précédemment décrit, les patins antifrictionnés étant remplacés par des billes.

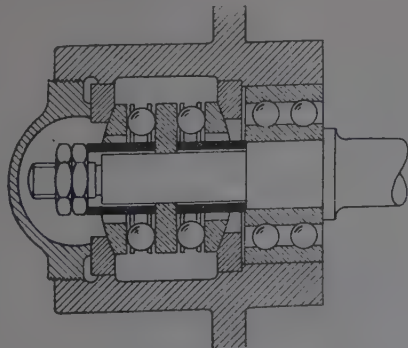


FIG. 36. — Palier à billes équilibrant la poussée axiale.

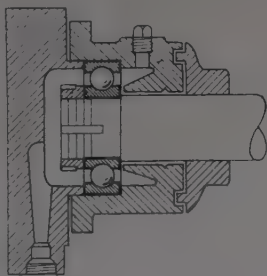


FIG. 35. — Palier à billes.

Certains utilisateurs se plaignent de l'usure rapide des paliers à billes. Ce n'est pas le matériel qu'il faut généralement incriminer, mais la façon dont il est conduit. Souvent les paliers sont détériorés par le chauffage occasionné par un graissage trop abondant. En effet, la graisse est surtout destinée à préserver le palier de l'oxydation et des poussières.

La graisse à utiliser est une graisse spéciale pour roulements qu'il y a lieu de remplacer chaque année avant la saison de chauffe, ou deux fois par an dans les installations de conditionnement d'air.

Généralement, les corps de paliers à billes comportent deux trous obturés par des bouchons vissés, l'un à la partie supérieure, l'autre à la partie inférieure. Le processus de graissage est le suivant :

1° Dévisser les deux bouchons.

2° La pompe étant en action, graisser à la partie supérieure avec un graisseur genre « Téalémit » jusqu'à éjection de graisse neuve à la partie inférieure. (Cette méthode tend à débarrasser le roulement de la graisse usagée.)

3° Laisser tourner longtemps la pompe dans ces conditions, afin d'éjecter l'excès de graisse.

4° Revisser les bouchons.

Certains paliers à roulements à billes sont graissés à l'huile. Dans ce cas, le graissage est assuré soit par des bagues comme dans le cas des paliers à coussinets lisses, soit en faisant plonger une partie du roulement directement dans l'huile. La qualité d'huile utilisée est la même que pour les paliers à coussinets lisses.

9° Accouplement pompe-moteur.

L'entraînement de la pompe par le moteur peut être réalisé de deux façons : soit par accouplement direct, soit par courroie trapézoïdale.

A. — Accouplement direct.

Il en existe trois variantes :

a) Accouplement par brides en métal.

Ce fut le seul dispositif utilisé à l'origine. Ce mode de liaison présente l'inconvénient d'une trop grande rigidité de sorte que les vibrations, du moteur se transmettent à la pompe et par elle aux tuyauteries, et il est de moins en moins courant.

b) Accouplement avec rondelle en fibre ou caoutchouc.

Ce procédé marque un progrès sur le précédent, bien que son efficacité soit loin d'être absolue; il consiste à interposer une rondelle de fibre ou de caoutchouc entre les deux brides avant serrage.

c) Accouplement souple.

Cette fois la liaison s'effectue par l'intermédiaire de caoutchouc. Un tel accouplement est représenté figure 37. Ce dispositif présente un avantage très net sur les précédents : la liaison métal-métal étant totalement évitée, la transmission des vibrations par l'arbre est interdite; de plus, les à-coups éventuels au démarrage sont, dans une grande mesure, amortis.

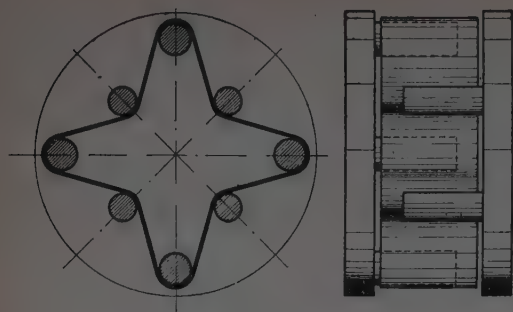


FIG. 37. — Accouplement souple.

Quelques précautions sont à prendre au montage pour que les accouplements directs donnent entière satisfaction. Il est extrêmement important de vérifier le parfait parallélisme des brides, ainsi que l'alignement des arbres. La négligence de ces précautions élémentaires provoque une détérioration rapide des arbres et une usure anormale des paliers.

B. — Entraînement par courroie trapézoïdale.

Ce mode d'entraînement ne rencontre pas toujours en France, la faveur qu'il mérite. Il est certain qu'en raison de la complète solution de continuité qu'il occasionne entre moteur et pompe, c'est le moyen le plus radical pour éliminer la transmission des vibrations.

Certains constructeurs règlent la tension de la courroie en faisant glisser le moteur sur des rails. D'autres utilisent une courroie inextensible. Cette dernière solution est la meilleure (à condition que la courroie donne satisfaction), car elle permet de monter la pompe et le moteur sur des bâtis élastiques.

Le diamètre de la poulie motrice se calcule comme suit :

$$\text{poulie moteur} = \frac{\text{vitesse pompe en tr/mn}}{\text{vitesse moteur en tr/mn}} \times \text{poulie pompe} \times 1,03.$$

Il y a lieu de ne pas trop tendre la courroie et d'éviter l'emploi d'attaches métalliques en raison du bruit et des chocs qu'occasionnent ces dispositions. L'emploi des courroies croisées est à rejeter. Le brin tendu doit être placé au-dessous; la distance entre les axes des poulies doit être d'au moins trois fois le diamètre de la plus grande et de 1,50 m au maximum.

10° Le corps de pompe.

Nous avons déjà donné la description des différents organes du corps de pompe, dans la mesure où ils affectaient le fonctionnement de l'appareil. Nous allons décrire maintenant le corps de pompe en tant qu'habitable de l'équipage mobile. Cet organe est généralement construit en fonte moulée et sert à la fixation de la pompe sur le massif de maçonnerie.

Pour les pompes à axe horizontal, il y a lieu de distinguer les pompes à simple et à double aspiration.

A. — Pompes à simple aspiration.

a) La pompe et le moteur sont fixés séparément sur un socle. Une telle solution est représentée figure 38. Ce montage donne beaucoup de rigidité au groupe moto-pompe.

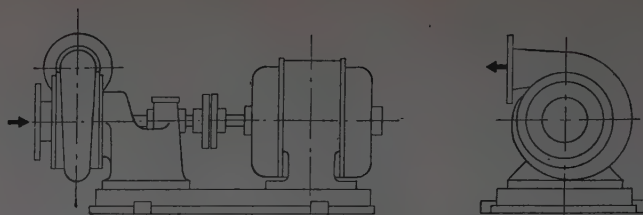


FIG. 38. — Pompe à simple aspiration avec fixation séparée pour le moteur et la pompe.

b) Une variante consiste à utiliser pour le moteur et la pompe deux socles en fonte séparés. Ce montage présente les mêmes avantages que le précédent, mais nécessite plus de soin de la part du monteur pour réaliser un alignement d'arbres impeccable.

c) Pour les pompes de plus faible puissance, il est courant d'utiliser un support unique, la pompe et le moteur étant en porte à faux de part et d'autre (fig. 39).

d) Une solution voisine consiste à fixer le moteur seul au bâti, la pompe étant en porte à faux.

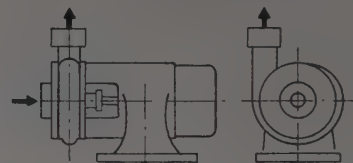


FIG. 39. — Pompe et moteur en porte à faux par rapport à la fixation.

e) Enfin, citons la solution symétrique : la pompe est fixée sur le bâti (fig. 40); le moteur est soit monté en porte à faux, soit fixé sur un autre bâti à distance et entraîne la pompe par l'intermédiaire d'une courroie. Un tel dispositif permet d'entraîner la même pompe à volonté soit par accouplement direct, soit par courroie.

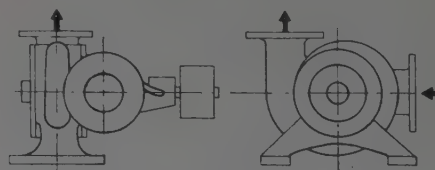


FIG. 40. — Pompe fixée sur bâti, moteur en porte à faux.

B. — Pompes à double aspiration.

Dans le cas de pompes à double aspiration, moteur et pompe sont généralement fixés séparément.

a) La figure 41 représente une pompe à double aspiration supportée par ses paliers, la pompe proprement

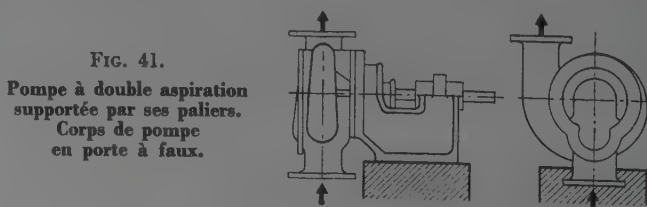


FIG. 41.
Pompe à double aspiration
supportée par ses paliers.
Corps de pompe
en porte à faux.

dite étant en porte à faux. Les deux paliers sont situés d'un même côté de l'équipage mobile.

b) La figure 42 donne le schéma d'une pompe à double aspiration dont les deux paliers sont situés de part et d'autre du rotor; ils sont fixés sur un support unique.

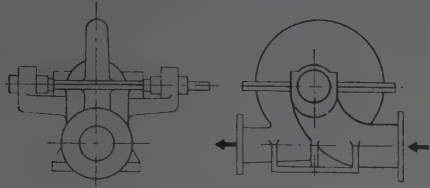


FIG. 42. — Pompe à double aspiration supportée par ses deux paliers situés de part et d'autre du rotor.

c) La figure 43 représente également une pompe dont les paliers sont situés de part et d'autre du rotor, mais dans ce dernier cas il y a un support de fixation par palier. Un tel montage nécessite un certain soin de la part du monteur. L'usage de paliers comportant des coussinets à siège sphérique facilite grandement le travail.

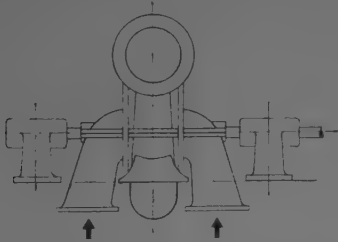


FIG. 43. — Pompe à double aspiration supportée par deux paliers fixés individuellement.

d) La figure 44 correspond à une pompe prévue pour un entraînement par courroie. Les deux paliers et la volute sont fixés sur un bâti unique.

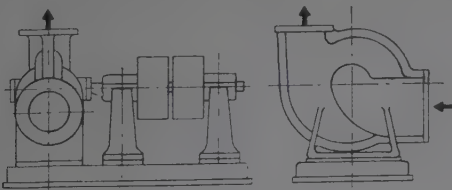


FIG. 44. — Pompe destinée à être entraînée par courroie.

Les pompes représentées sur les figures 43 et 44 sont des pompes à double corps. En effet, cet organe se compose de deux parties qui se raccordent sur un plan horizontal passant par l'arbre au moyen d'un boulonnage. L'étanchéité est assurée par un joint. Ce montage se rencontre également parfois sur des pompes à simple aspiration. L'avantage d'un tel montage est de permettre une visite rapide de la roue cloisonnée, sans nécessiter le démontage des tuyauteries; par contre le démontage de la roue n'est pas facilité par cette facture.

11° Massifs pour groupes moto-pompe.

Le groupe moto-pompe doit être scellé sur un massif de maçonnerie suffisamment solide pour éviter toute

déformation. Le matériau qui donne le plus de satisfaction est le béton. Le béton est coulé dans un coffrage en bois; des trous sont réservés pour le scellement des boulons de fixation. Après prise du béton, le coffrage est retiré et le groupe moto-pompe est mis en place, les boulons étant introduits à la fois dans les trous du massif et du socle. Après calage et vérification du niveau, les boulons sont scellés en coulant du ciment dans les trous du massif. Une fois que le ciment a fait prise, enlever les cales, serrer modérément les boulons et introduire du ciment sous le socle du groupe, puis effectuer un enduit sur le massif de béton. Lorsque la prise du ciment est terminée, serrer définitivement les boulons en vérifiant le niveau.

Dans le cas de groupes ayant des socles séparés pour la pompe et le moteur, le processus est le même, mais il faut de plus vérifier avec soin l'alignement des arbres.

Quand l'insonorisation de l'installation est importante, il y a lieu soit de construire le massif dans une fosse contenant une matière isolante appropriée pour éviter la propagation des vibrations par le sol, soit de monter le bâti sur des caoutchoucs ou des ressorts. Dans ce dernier cas, les amortisseurs ne doivent être employés qu'à bon escient; il y a lieu de s'assurer que leur période d'oscillation est différente de celle des organes mobiles, sans quoi on s'expose à de désastreux phénomènes de résonance.

12° Accélérateurs et circulateurs.

Les caractéristiques des appareils que nous venons d'étudier sont communes à tous les turbo-pompes. Nous allons maintenant décrire des appareils construits spécialement pour le chauffage central, et plus spécialement pour les petites et moyennes installations. Ces pompes sont souvent appelées « accélérateurs » ou « circulateurs »; leur construction s'appuie sur les mêmes principes théoriques que les modèles précédemment décrits, mais leur facture est différente et tient compte des exigences de l'installation domestique et individuelle.

Suivant les constructeurs, des appareils fort différents sont classés « accélérateurs » ou « circulateurs ». Pour notre part, nous n'inclurons dans cette catégorie que les pompes répondant aux deux conditions suivantes : fixation directe sur la tuyauterie, et « passage direct ».

A. — Fixation directe sur la tuyauterie.

L'appareil se monte sur la tuyauterie comme une simple vanne, sans aucun contact avec le sol. La fixation est assurée soit par deux « raccords union », soit par deux brides.

B. — Passage direct.

Les pompes classiques créent à l'arrêt, des pertes de charges telles qu'elles rendent, dans ces conditions, pratiquement impossible le passage du fluide. Dans les appareils que nous appelons « circulateurs », ou « accélérateurs », la surface de passage à travers la roue est au moins égale à la section du tube. L'appareil étant arrêté, la seule perte de charge qu'il occasionne est causée par les variations de direction imposées au liquide qui le traverse. Certains constructeurs publient la valeur de ces pertes de charges. La figure 45 représente les courbes perte de charge-débit établies par la Maison Emerjy pour une marche en thermosiphon avec quelques types d'appareils.

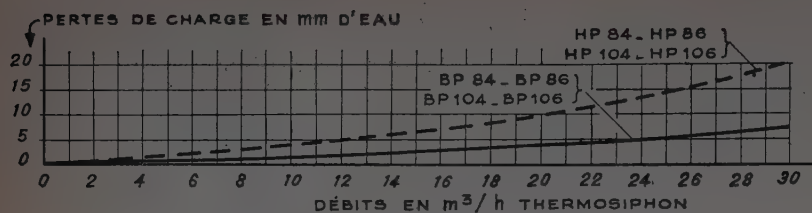


FIG. 45. — Courbes de pertes de charge pour quelques types d'accélérateurs. (Documents Emerjy.)

Le « passage direct » est réalisé d'une façon différente par les Établissements Salmson. La roue cloisonnée est établie comme pour une pompe ordinaire, mais le côté opposé à l'aspiration communique directement avec le refoulement, lorsque l'appareil est arrêté, grâce à l'ouverture de deux volets en forme de demi-cercle pivotant autour d'un axe diamétral. Cette ouverture est assurée à l'arrêt simplement par gravité, soit sous l'action de leur propre poids, soit grâce à des contre-poids pour les modèles de grande puissance. En marche l'étanchéité est assurée par l'action de la force centrifuge dans les petits et moyens modèles où les volets sont tournants. Dans les grands modèles, le blocage des volets est réalisé par utilisation de la poussée axiale dynamique grâce à une forme judicieuse de la volute. La figure 46 représente la perspective schématique de la roue cloisonnée d'un « accélérateur » Salmson.

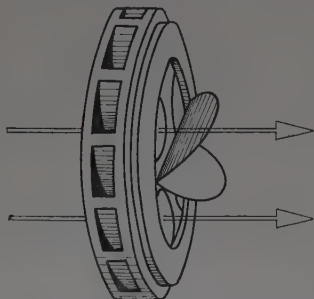


FIG. 46. — Croquis perspectif de la zone cloisonnée d'un accélérateur Salmson.

Dans un certain nombre d'accélérateurs, l'étanchéité est assurée par les presse-étoupe, la légère fuite étant canalisée vers une conduite d'eaux usées ou recueillie dans un récipient prévu à cet effet. Les « accélérateurs » Calory, les « circulateurs » Cuenod, les « accélérateurs » Emerjy et Salmson, Série-DE, ne comportent pas de presse-étoupe. L'étanchéité est assurée grâce à une construction spéciale du groupe moto-pompe qui, à des variantes de réalisation près, est la même dans son principe pour les différents appareils que nous venons de citer.

Le moteur et la pompe sont accouplés en un bloc étanche dans lequel la roue cloisonnée est montée directement sur l'arbre du rotor du moteur. Ce rotor est noyé et séparé du stator par une chemise spéciale située dans l'entrefer. Les paliers et les butées sont, suivant les modèles, en bronze à haute résistance ou en acier parkerisé. Une dérivation de l'aspiration collecte un filet d'eau qui assure la lubrification des paliers et butées. Cette eau est soit décantée par centrifugation, soit filtrée. En dépit de ces précautions, il est cependant

recommandé (et cela est vrai pour toutes les pompes) d'éviter la présence de sable dans les tuyauteries. Si le cintrage des tubes est effectué à la forge, après sablage, il importe que ces tubes soient soigneusement battus pour bien détacher les particules qui pourraient y adhérer.

L'emploi d'une eau chargée de particules abrasives diminuerait la durée du service de l'appareil, quelle que soit la qualité de sa construction.

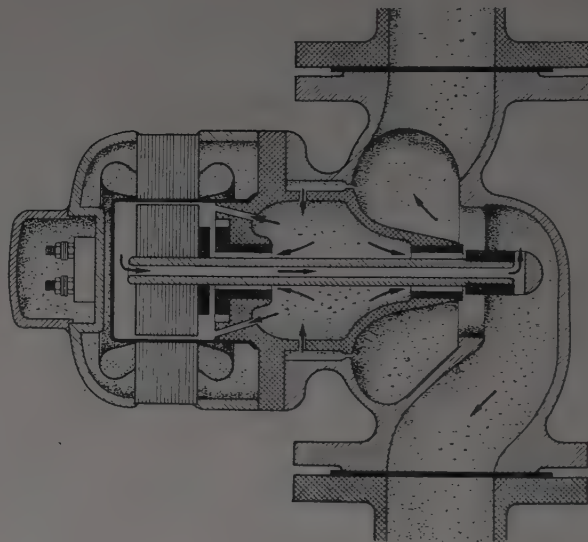


FIG. 47. — Coupe schématique d'un accélérateur Emerjy.

La figure 47 représente la coupe schématique d'un « accélérateur » Emerjy sans presse-étoupe; les flèches indiquent le circuit parcouru par l'eau assurant la lubrification.

13° La cavitation.

Le problème qui a causé le plus de préoccupations aux techniciens des pompes, ces dernières années, est celui de la cavitation. La recherche de vitesses spécifiques de plus en plus élevées a augmenté considérablement les risques de cavitation. A l'heure actuelle, des études importantes tant expérimentales que théoriques ont permis aux constructeurs d'obvier à cet inconvénient, tout en obtenant des vitesses spécifiques très élevées.

Le terme cavitation s'applique à un phénomène de vaporisation du liquide, occasionné par une chute locale de pression. Il se forme alors en cet endroit une poche de vapeur, poche qui se réduit aussitôt que les bulles de vapeur atteignent, dans leur écoulement des régions où la pression est plus élevée. Pour que de telles poches se produisent, il est nécessaire que la pression s'abaisse au-dessous de la pression de vaporisation du liquide à la température de pompe.

Il y a lieu de ne pas confondre la cavitation avec le dégagement de bulles d'air, qui se produit parfois dans le liquide pompé. Ce dernier phénomène a des consé-

quences totalement différentes tant sur le rendement que sur le fonctionnement de la pompe. La cavitation doit également être distinguée des décollements des veines du liquide dus aux phénomènes de turbulence. La cavitation peut aussi bien se produire sur les parties fixes de la pompe que sur les ailettes du rotor.

L'abaissement de la pression absolue au-dessous de la pression d'ébullition correspondant à la température du liquide peut se produire dans toute la pompe ou être simplement localisé.

Les phénomènes de cavitation sont détectables aux signes suivants :

A. — Bruits et vibrations.

Ces inconvénients sont occasionnés par la brusque disparition des bulles de vapeur à leur arrivée dans une zone de haute pression. Lorsque la cavitation est généralisée, la pompe émet un bruit de bétonnière extrêmement intense.

En l'absence de cavitation, le bruit et les vibrations d'une pompe augmentent en intensité dès que l'on s'éloigne des conditions optima d'utilisation. Ces bruits et vibrations sont dus au choc des veines liquides sur l'angle d'attaque des ailettes du rotor.

B. — Chute de la courbe pression-débit.

La cavitation a pour effet une chute des courbes pression-débit.

Ce phénomène se présente d'une façon différente suivant le type de pompe considéré.

a) Dans le cas d'une pompe à faible vitesse spécifique, c'est-à-dire à grande hauteur manométrique par rapport au débit, la chute est extrêmement brutale dès l'apparition de la cavitation. La courbe pression-débit prend l'allure de la figure 48.

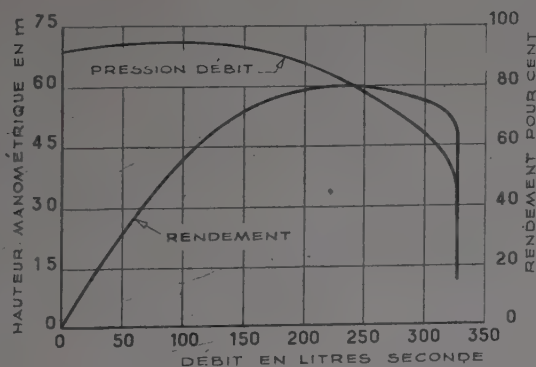


FIG. 48. — Chute de pression due à la cavitation dans une pompe centrifuge.

b) Au contraire, pour une pompe à grande vitesse spécifique, la décroissance de la courbe est beaucoup plus progressive. Les courbes obtenues ont l'allure de la figure 49 (pompe hélice).

Ces différences dans les manifestations d'un même phénomène s'expliquent aisément. Dans une pompe à faible vitesse spécifique et à grande hauteur manométrique, les canaux correspondant à l'espace compris entre deux ailettes sont étroits et longs (fig. 50). Lorsqu'un dégagement de bulles de vapeur se produit dans

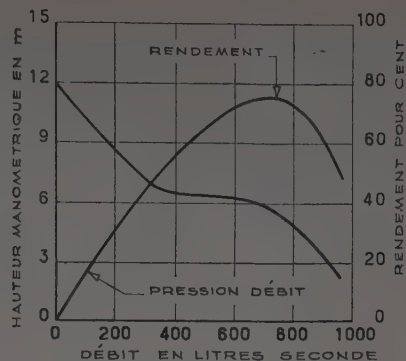


FIG. 49. — Chute de pression due à la cavitation dans une pompe à hélice.

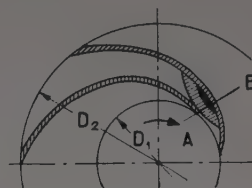


FIG. 50. — Schéma de la cavitation dans une pompe centrifuge.

un tel canal, la poche de vapeur occupe très rapidement toute la largeur de ce canal.

Au contraire, dans une pompe à grande vitesse spécifique (fig. 51), les canaux entre ailettes sont plus larges et plus courts. Dans ces conditions, il faut une chute de hauteur manométrique plus importante et une augmentation de débit plus grande pour étendre le phénomène de cavitation à toute l'étendue du canal.

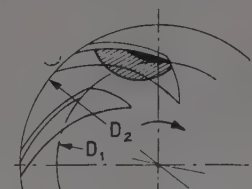


FIG. 51. — Schéma de la cavitation dans une pompe hélico-centrifuge.

Enfin, dans le cas d'une pompe hélice (fig. 52), les pales ne se recouvrant pas, il existe toujours une partie des canaux qui reste à une pression supérieure à la pression de vaporisation. La cavitation reste locale.



FIG. 52. — Schéma de la cavitation dans une pompe hélice.

C. — Attaque du métal du rotor.

Quand une pompe fonctionne pendant un certain temps en donnant lieu au phénomène de cavitation,

il en résulte une attaque du métal des ailettes de la roue. L'importance d'un tel incident est fonction de la nature du métal attaqué et de la durée du phénomène.

Cette attaque du métal est purement mécanique et due au phénomène du bélier hydraulique occasionné par la formation et la disparition des bulles de vapeur, à l'exclusion de toute action chimique ou électrolytique. Des essais de laboratoires, effectués en produisant des phénomènes de cavitation dans un venturi en verre, ont en effet mis en évidence une attaque semblable à celle qui se produit sur les ailettes de pompes.

Au phénomène que nous venons d'indiquer se superpose le suivant : sous l'action des brusques variations de pression successives, du liquide pénètre dans les pores du métal et en arrache des particules qui sont ensuite entraînées dans les veines liquides. Les métaux les plus poreux sont les plus rapidement attaqués (fig. 53).

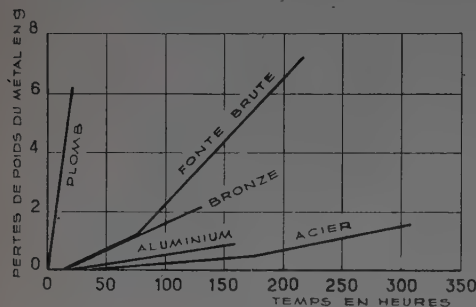


FIG. 53. — Attaque de divers métaux par cavitation Schreeter.

14° Couplage des pompes.

Il arrive, lorsque les caractéristiques d'une pompe ne donnent pas satisfaction, de recourir au couplage de plusieurs pompes sur la même installation. Ce couplage peut s'effectuer de deux manières : en série ou en parallèle.

A. — Couplage en série.

Lorsque plusieurs pompes sont couplées en série, le débit qui les traverse est le même et les hauteurs manométriques s'ajoutent. La figure 54 représente les courbes pression-débit de deux pompes données, ainsi que la courbe pression-débit (courbe III) de la pompe équivalente à ces deux pompes couplées en série. La courbe III a été obtenue en sommant pour chaque

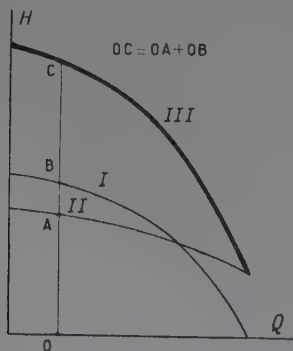


FIG. 54. — Couplage de deux pompes en série.

abscisse les ordonnées des points correspondants des courbes I et II.

Le couplage en série permet, en cas d'extension d'une installation de chauffage existante, de continuer à utiliser l'ancienne pompe. Néanmoins, ce couplage nécessite certaines précautions; il est notamment indispensable de s'assurer que les zones de rendement acceptable des deux pompes coïncident, sinon le rendement du système risquerait d'être mauvais.

Le couplage en série est réalisé d'une façon systématique dans les pompes multicellulaires dont nous parlerons plus loin. Lorsque la vitesse spécifique devient trop faible, on dispose plusieurs roues en série; la hauteur manométrique demandée à chaque roue est égale à $\frac{H}{n}$, H étant la hauteur manométrique totale et n le nombre de roues.

B. — Couplage en parallèle.

Dans le cas d'un couplage en parallèle, les pompes associées fonctionnent sous la même hauteur manométrique, mais leurs débits s'ajoutent. La figure 55 représente les courbes pression-débit de deux pompes, ainsi que la courbe pression-débit (courbe III) de la pompe équivalente à ces deux pompes couplées en parallèle. La courbe III a été obtenue en sommant pour chaque ordonnée les abscisses des points correspondants des courbes I et II.

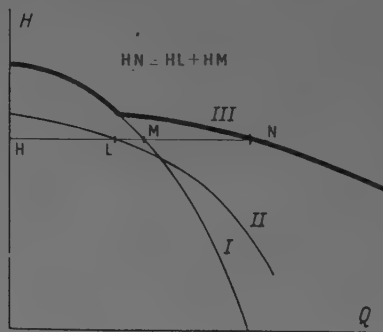


FIG. 55. — Couplage de deux pompes en parallèle.

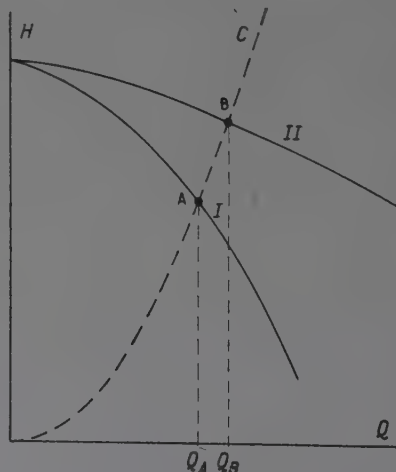


FIG. 56. — Couplage de deux pompes identiques en parallèle.

De la figure 55, il résulte clairement qu'une telle association n'est avantageuse que pour un débit supérieur à Q_m ; en effet, au-dessous de cette valeur, la pompe I débite seule.

La figure 56 représente la courbe caractéristique (courbe II) de deux pompes identiques associées en parallèle. Il est à noter que, si l'on fait débiter ces deux pompes ainsi couplées sur une installation donnée, le débit ne sera pas doublé. En effet, les pertes de charge de cette installation sont fonction du débit. En première approximation, nous pouvons admettre qu'elles sont proportionnelles au carré du débit. Dans ces conditions, la courbe C représente la variation de ces pertes en fonction de ce paramètre. Par l'association en parallèle de deux pompes identiques, on passe du point figuratif A au point figuratif B; le gain de débit est négligeable.

15° Mesures des diverses grandeurs caractéristiques.

Lors des essais d'une installation de chauffage par eau pulsée, il est souvent nécessaire de s'assurer que les caractéristiques d'utilisation correspondent à celles qui ont été prévues dans l'étude. Nous allons donner quelques indications sur ces mesures.

A. — Vitesse de rotation.

La solution la plus simple consiste à utiliser un compteur et un chronomètre. Cette méthode est préférable, du point de vue de la précision, à l'usage du tachymètre qui cependant est indispensable quand on veut étudier les variations de cette vitesse.

B. — Pressions.

Pour les faibles pressions, on peut utiliser le manomètre à mercure sur l'aspiration et sur le refoulement, ou encore un manomètre différentiel à mercure, une des branches étant sur l'aspiration, l'autre sur le débit.

Dès que les pressions sont un peu élevées, il est infiniment préférable d'utiliser un manomètre genre « Bourdon » : un peu moins précis, mais d'une qualité plus industrielle.

Il importe, pour obtenir des résultats valables, que les manomètres soient placés judicieusement; sur la tubulure d'aspiration, trois positions sont possibles : le bossage de la pompe, la moulure d'aspiration ou la conduite d'aspiration quelques centimètres avant le convergent d'entrée dans la pompe; sur le refoulement,

deux positions peuvent être choisies : un orifice spécial prévu à proximité de la bride de refoulement ou une manchette placée à la sortie de la pompe; en aucun cas le manomètre ne doit être placé sur la volute elle-même.

C. — Débits.

Les mesures peuvent être effectuées au moyen d'un tube de Pitot ou d'un ajutage de Venturi.

Le tube de Pitot donne la différence entre la pression totale H et la pression statique p . La vitesse s'en déduit par la formule :

$$V = \sqrt{2g \frac{H - p}{\rho}}$$

où g est l'accélération de la pesanteur et ρ le poids spécifique du liquide pompé en kg/m^3 . La vitesse V est obtenue en m/s . La section étant connue, le débit s'en déduit immédiatement.

Le Venturi se compose d'un convergent suivi d'un divergent, calculés de façon à rendre les pertes de charge négligeables. Deux petits ajutages cylindriques permettent de mesurer les pressions p et p' respectivement dans la section normale ω et dans l'étranglement ω' . La vitesse s'en déduit par la formule :

$$V = \sqrt{\frac{2g}{\rho} \frac{p - p'}{\frac{\omega^2}{\omega'^2} - 1}}$$

et le débit a pour expression :

$$U = \omega V = \omega \omega' \sqrt{\frac{2g}{\rho} \frac{p - p'}{\omega^2 - \omega'^2}}$$

En graduant le micromanomètre de ces appareils en débits, on obtient des débits-mètres dont certains modèles sont enregistreurs et permettent d'étudier les variations de débit de la pompe en fonction des conditions d'utilisation.

D. — Puissance.

Cette caractéristique peut être déterminée par voie directe (dynamomètres, etc.), mais il est souvent préférable de recourir à une méthode indirecte, qui consiste au moyen d'un ampèremètre et d'un voltmètre, à mesurer les grandeurs électriques correspondantes sur l'alimentation du moteur. Si un essai au frein a été fait préalablement, la puissance peut ainsi être mesurée avec une bonne précision.

APPLICATION DES POMPES AUX INSTALLATIONS DE CHAUFFAGE PAR EAU CHAUDE

Notre but n'est pas d'indiquer ici les règles de calcul des installations de chauffage par eau pulsée, mais simplement de donner des indications sur le choix de la pompe à employer, la position à lui donner et de traiter les différents problèmes que peut poser son emploi.

1° Le choix de la pompe.

Nous avons vu dans la première partie qu'une pompe se définit du point de vue hydraulique par une courbe hauteur manométrique-débit.

Le débit est déterminé par les besoins calorifiques de l'installation, suivant la formule :

$$Q = \frac{C}{T_e - T_s},$$

où :

C , représente le nombre de kcal/h nécessité par les déperditions calorifiques de l'immeuble;

T_e , la température du liquide à l'entrée du corps de chauffe;

T_s , la température du liquide à la sortie du corps de chauffe.

La hauteur manométrique est imposée par les pertes de charges de l'installation, pertes de charge qui sont fonction du diamètre des tuyauteries employées.

A priori, une certaine liberté semblerait être accordée dans ce choix. Mais d'autres exigences viennent la restreindre. Ce sont : le silence de l'installation et des considérations économiques.

A. — Silence.

Si, pour un débit donné, la hauteur manométrique est trop élevée et par conséquent le diamètre du tube trop réduit, il en résulte une vitesse d'eau trop grande engendrant des bruits et des vibrations.

Nous admettons que, dans une installation où le silence doit être absolu, il y a lieu de ne pas dépasser la vitesse d'écoulement de 1 m/s, tout au moins pour les tubes d'un diamètre inférieur ou égal à 50/60 mm.

B. — Considérations économiques.

Le prix de revient annuel d'une installation de chauffage par eau pulsée dépend à la fois de la dépense due à l'entretien du tube et de la dépense correspondant à la consommation de courant électrique.

La dépense correspondant au tube est la somme du taux annuel d'amortissement de l'intérêt du capital engagé et des frais de réparation et d'entretien. La dépense de courant électrique est fonction de la puissance de la pompe, fonction elle-même de sa charge et du nombre d'heures d'utilisation annuelle.

Nous allons calculer cette dépense. Nous avons vu dans la première partie de cet exposé que le rendement a pour expression : $\eta = \frac{QH}{75P}$.

Il est facile d'en tirer la puissance :

$$(1) \quad P = \frac{QH}{75\eta \cdot 600}$$

avec :

Q , débit en l/h;

H , hauteur manométrique totale en m d'eau;

P , puissance au frein en ch.

Si nous admettons que la pompe a un rendement de l'ordre de 75 %, la formule (1) s'écrit :

$$(2) \quad P = \frac{QH}{200\,000}$$

ou, en exprimant la puissance en kW :

$$(3) \quad P = \frac{QH}{275\,000}$$

Si N est le nombre d'heures de fonctionnement annuel de la pompe et p le prix du kWh, la dépense de courant électrique sera :

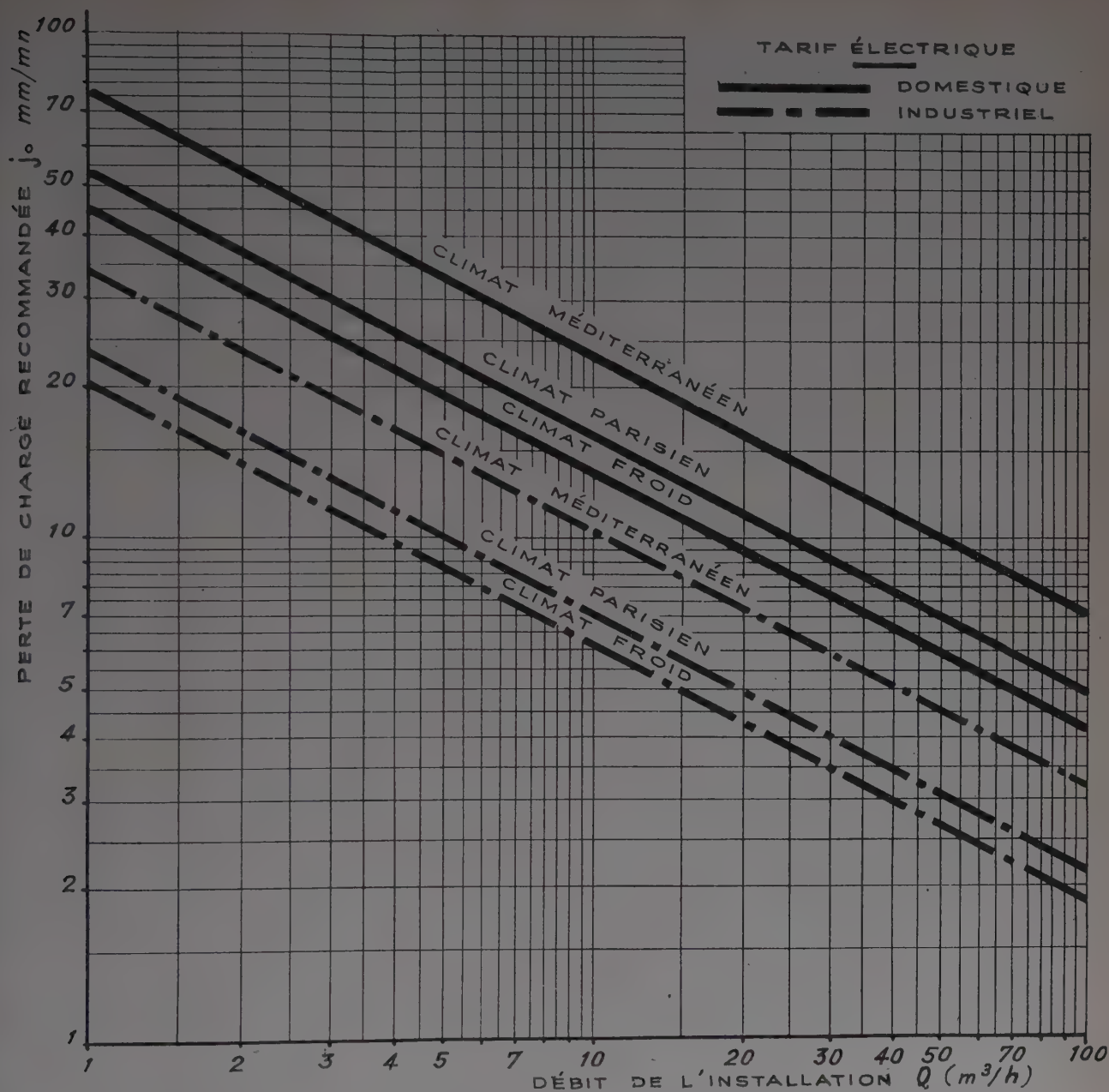
$$(4) \quad \varepsilon = \frac{QHNP}{275\,000}$$

Dans la région parisienne, où pour une installation normale la durée de fonctionnement de la pompe est d'environ 2 000 heures par an, nous pouvons prendre pour dépense annuelle :

$$(5) \quad \varepsilon = \frac{Q \cdot H \cdot p}{110}$$

Nous voyons donc que, toutes choses égales par ailleurs, la dépense de courant électrique est proportionnelle à la hauteur manométrique de la pompe, tandis que la dépense due au tube décroît quand cette hauteur manométrique augmente en raison de la réduction des diamètres. Il y a donc lieu de rechercher la hauteur manométrique la plus économique pour une installation donnée. Cette étude ayant été faite par ailleurs ⁽¹⁾, nous nous contenterons ici de donner un jeu d'abaques fournissant ce renseignement pour la majorité des cas courants. Les lecteurs que la justification de ces abaques intéresserait pourront se reporter à l'article précité, où ils trouveront une étude détaillée de la question ainsi qu'un abaque plus précis mais d'une lecture moins aisée.

⁽¹⁾ « Le calcul des réseaux de chauffage à eau chaude pulsée », par R. CADIERGUES et D. THIN (à paraître).

FIG. 57. — Abaque donnant le j économique en fonction du débit de l'installation.

Dans la figure 57, nous avons pris comme paramètres, d'une part le débit total calculé de l'installation Q en m^3/h et, d'autre part, le coefficient correspondant aux pertes de charge par frottement, exprimées en mm/mn, dans le circuit du radiateur le plus éloigné de la chaudière. La hauteur manométrique économique H_0 exprimée en mm d'eau, se déduira de ce coefficient par la formule :

$$(6) \quad H_0 = 2jL$$

où L représente la longueur totale du circuit exprimée en mètres, et j la perte de charge linéaire dans les canalisations (pertes locales exclues).

Les considérations que nous venons d'exposer permettent de déterminer les caractéristiques d'utilisation de la pompe : débit et hauteur manométrique. Si nous feuilletons les catalogues des constructeurs, nous remarquons qu'il existe généralement un certain nombre de pompes fournissant, pour le même débit Q , la même hauteur manométrique H .

Il y a lieu de considérer alors les courbes pression-débit de chacune de ces pompes, et de choisir l'appareil dont la courbe est la moins inclinée sur l'axe des débits au point figuratif d'utilisation. En effet, la signification physique d'une courbe très inclinée est la suivante : pour une faible variation de débit demandée, la charge varie dans des proportions considérables.

Supposons que l'utilisateur isole un circuit, le débit demandé est diminué; il en résulte une élévation de la charge de la pompe, d'autant plus élevée que la courbe est inclinée, et corrélativement une augmentation d'autant plus importante de la vitesse dans le réseau restant en fonctionnement. Les pompes dont la courbe caractéristique est très inclinée présentent en outre l'inconvénient de donner lieu à des phénomènes de cavitation pour les grands débits.

Doit-on majorer la puissance calculée de la pompe ?

Il est d'un usage courant de majorer les résultats des calculs d'installations de chauffage central, sous prétexte de sécurité. Est-il indiqué de procéder de la même façon dans la détermination des caractéristiques de la pompe de circulation ?

Les calculs d'un projet de chauffage central sont basés sur les grandeurs suivantes : déperditions du bâtiment, émission calorifique des surfaces chauffantes, chute de température dans les circuits, pertes de charge dans ces circuits, caractéristiques de la pompe.

Dans la détermination de ces diverses grandeurs, le calculateur prend généralement un important coefficient de sécurité. En particulier les pertes de charge calculées de l'installation, qui servent à déterminer la hauteur manométrique de la pompe, sont généralement beaucoup plus élevées qu'elles ne le sont en réalité, et ceci pour trois raisons :

1° Du fait de la discontinuité des diamètres des tubes, il est d'un usage habituel de prendre le diamètre standard immédiatement supérieur au diamètre théorique.

2° Dans les études d'avant-projet, il est courant en France de considérer les pertes de charge dues aux accidents locaux des canalisations comme égales à la moitié des pertes de charge totales. Il en résulte dans la majorité des cas une surestimation des diamètres.

3° Enfin, les tables ou abaques établis pour le calcul des pertes de charge sont tous affectés d'un coefficient de sécurité plus ou moins important.

Dans ces conditions, la hauteur manométrique de la pompe, déterminée à partir des pertes de charge calculées, est pratiquement toujours beaucoup plus élevée qu'il n'est nécessaire.

La majoration sans raison de la puissance d'une pompe ne peut avoir que des conséquences néfastes. Tout d'abord il en résulte une dépense de courant plus élevée; de plus, fait infiniment plus grave, il arrive parfois que la vitesse d'écoulement dans les canalisations devienne trop élevée et occasionne des bruits et vibrations inadmissibles.

Les constructeurs de pompes reçoivent fréquemment des doléances de clients se plaignant des bruits engendrés dans une installation par une pompe de leur fabrication. Dans la majorité des cas, ces inconvénients sont dus à la hauteur manométrique trop élevée de la pompe et à la vitesse de circulation du liquide qui en résulte; le remplacement de la pompe incriminée par un appareil de même marque, mais de hauteur manométrique moindre, peut assurer la disparition des inconvénients signalés.

Pour illustrer ce qui se passe dans le cas où la pompe n'est pas judicieusement choisie, considérons la figure 58. La courbe pression-débit d'une pompe donnée porte l'indication « pompe ». La courbe de variation des pertes de charge en fonction du débit, que nous pouvons, avec une bonne approximation, assimiler à une parabole, porte l'indication « circuit ».

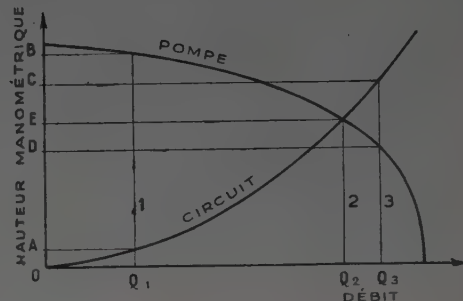


FIG. 58. — Graphique montrant l'influence d'une pompe mal adaptée à un circuit.

Dans un circuit fermé, la hauteur manométrique engendrée par la pompe est pour tout débit exactement équilibrée par la résistance de ce circuit.

Supposons, que sur la figure, la ligne 1 corresponde au cas où la résistance du circuit est moindre que la hauteur manométrique de la pompe. Pour le débit Q_1 nécessaire dans l'installation, la résistance du circuit est représentée par OA, tandis que la hauteur produite par la pompe est représentée par OB. La distance AB représente l'excès de pression disponible pour le débit Q_1 . Cet excès de pression engendre une augmentation du débit, et simultanément des pertes de charge du circuit. L'équilibre n'est atteint que pour le débit Q_2 et la hauteur manométrique OE, E étant le point d'intersection des courbes figuratives de la pompe et du circuit. Dans ces conditions, le débit étant plus élevé que le débit nécessaire, il en résultera une émission calorifique plus élevée que l'émission prévue, ce qui n'est pas grave; par contre, les pertes de charge étant de beaucoup supérieures, le coefficient j et la vitesse seront beaucoup plus importants avec comme inconvénients corrélatifs une dépense de courant exagérée et le risque de bruits gênants dans les tuyauteries.

Considérons maintenant la ligne 3 correspondant à une résistance du circuit plus élevée que la hauteur manométrique de la pompe. Dans ce cas, il est évident que la pompe ne peut fournir le débit Q_3 nécessaire. Mais le débit étant plus faible, les pertes de charge de l'installation diminueront jusqu'à la valeur OE correspondant au point d'intersection des courbes figuratives de la pompe et du circuit et au débit Q_2 . L'émission des surfaces de chauffe sera inférieure à l'émission prévue, tandis que le j et la vitesse seront moindres que ceux déterminés par les calculs.

2° Position de la pompe dans le circuit.

Il est difficile de donner à ce problème une solution unique, car la position choisie est souvent imposée par les conditions de l'installation. Nous allons étudier les avantages et inconvénients des différentes dispositions possibles avant d'en tirer des conclusions.

Disposition n° 1. — Pompe-chaudière-vase d'expansion.
(Les trois appareils étant très rapprochés) (fig. 59 a).
Cette disposition présente les avantages suivants : la pompe étant sur le retour l'eau qui la traverse est à

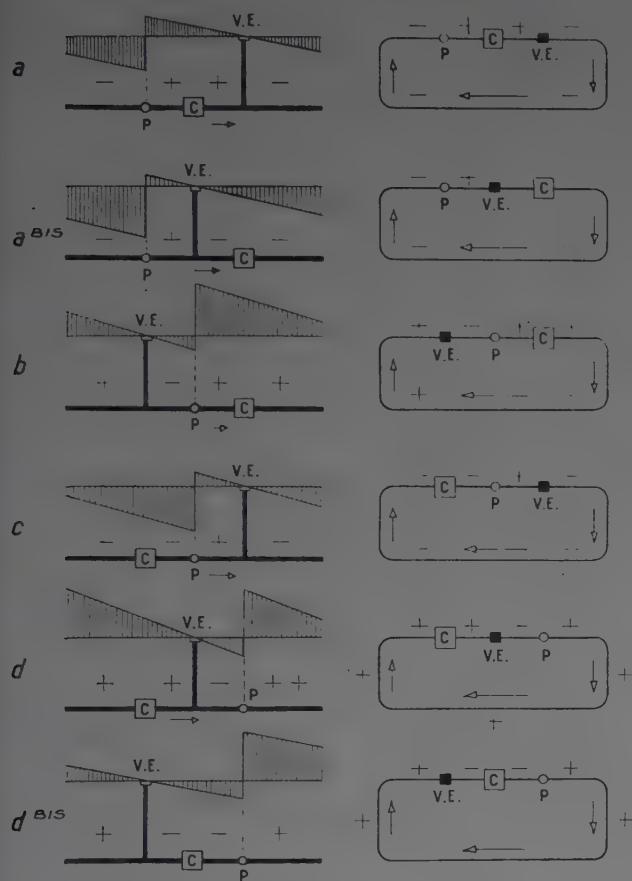


FIG. 59. — Schéma des différentes positions relatives de la pompe, du vase d'expansion et de la chaudière.

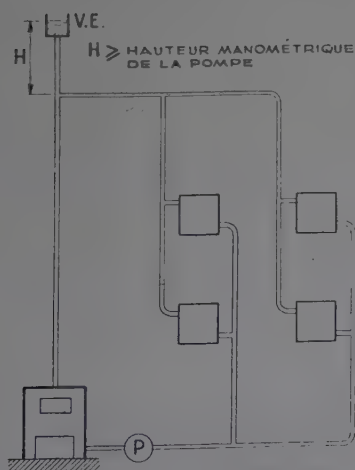


FIG. 60. — Schéma montrant la position du vase d'expansion par rapport aux surfaces de chauffe dans le cas de la disposition n° 1.

une température inférieure de 15 à 20° C à l'eau quittant la chaudière; il en résulte une meilleure tenue des presse-étoupe. En cas d'arrêt de la pompe, la chaudière reste en communication directe avec le vase d'expansion et la vapeur peut éventuellement se dégager librement dans l'atmosphère. En outre l'installation est tout entière en dépression, et cet état de choses est favorable à condition que le point le plus haut de l'installation soit situé au-dessous du vase d'expansion, à une hauteur égale ou inférieure à la hauteur manométrique de la pompe (fig. 60). Dans le cas contraire, la purge d'air des points hauts serait impossible, l'ouverture des purgeurs entraînant une rentrée d'air dans l'installation, et l'eau ainsi chassée refluant au vase d'expansion et même à l'extérieur par le tuyau d'échappement (1).

Disposition n° 1 bis. — Pompe-vase d'expansion-chaudière.
(Les trois appareils étant très rapprochés) (fig. 59 a bis). Cette disposition est extrêmement voisine de la disposition n° 1, et présente les mêmes avantages et les mêmes inconvénients.

Disposition n° 2. — Vase d'expansion-pompe-chaudière.
(Les trois appareils étant très rapprochés) (fig. 59 b). La pompe étant sur le retour, il en résulte les mêmes avantages que précédemment en ce qui concerne la durée des presse-étoupe. La pompe étant en aval du vase d'expansion, il est possible d'utiliser cette disposition même quand la hauteur manométrique de la pompe est supérieure à la hauteur manométrique du vase d'expansion. Par contre, ce montage présente de grands inconvénients. La totalité de l'installation se trouve cette fois en surpression, et il en résulte une plus grande tendance aux fuites et une plus grande difficulté dans l'usage des purgeurs, en raison de la pression plus élevée de l'eau, cependant que la purge par événements devient pratiquement impossible. Fait beaucoup plus grave, en cas d'emballement de la chaudière occasionné par un arrêt de la pompe, la vapeur produite doit traverser cette dernière avant de s'échapper par le vase d'expansion. Si la pompe utilisée n'est pas d'un type à passage direct, il y a dans ce cas un risque très sérieux d'accident. L'installation est d'ailleurs en contradiction formelle avec la circulaire ministérielle du 25 novembre 1929, qui précise qu'en chauffage par eau chaude les tuyauteries doivent être largement calculées et « toute disposition matérielle prise pour que, si l'eau venait à être portée à une température permettant en un point quelconque la formation accidentelle de bulles de vapeur, celles-ci soient aussitôt éliminées par un dégagement facile ».

Ces dispositions peuvent être prises par l'emploi d'un by-pass à vanne automatique. La figure 61 représente le schéma de principe d'un tel dispositif : en (a) la pompe étant en marche, en (b) la pompe étant arrêtée. Il existe

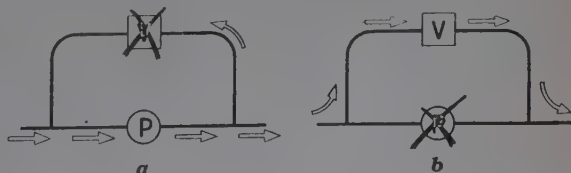


FIG. 61. — Pompe montée en by-pass.

(1) La disposition « pompe-chaudière-vase d'expansion » devient impossible quand la hauteur manométrique de la pompe est supérieure à la hauteur du vase; dans ces conditions, sous la charge de la pompe, l'eau déborderait du vase.

différents modèles de vannes automatiques. La figure 62 représente une vanne à clapet suspendu. Le principe de cette vanne est le suivant : dans une chambre ménagée à cet effet, un clapet est suspendu par un lien flexible, un siège rodé est destiné à recevoir ce clapet lors de la fermeture. Lorsque la pompe démarre, il se produit dans le by-pass un contre-courant qui plaque le clapet sur son siège. Ce dispositif présente l'inconvénient d'être très brutal, et dans certains cas il peut donner lieu au phénomène de bélier hydraulique.

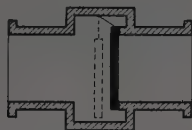


FIG. 62. — Vanne à clapet suspendu.

La figure 63 représente un dispositif plus progressif. A l'intérieur de la vanne, un clapet peut pivoter autour d'un axe situé suivant une corde de la section droite du tube. Par l'action du contre-courant produit par la pompe, ce clapet vient buter contre son siège oblique et assure ainsi l'étanchéité. Si la pompe vient à s'arrêter, le flux de thermosiphon ou le dégagement de vapeur décolle le clapet de son siège et tend à lui faire prendre une position parallèle au courant, une butée judicieusement placée le maintenant dans une position légèrement oblique lui permettant de reprendre automatiquement sa position de fermeture au démarrage de la pompe.

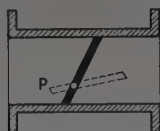


FIG. 63. — Vanne à clapet pivotant.

Certains auteurs recommandent, au lieu du by-pass automatique, un tube de sécurité reliant l'aval de la pompe au vase d'expansion. Mais ce dispositif n'est réalisable que si la hauteur du tube de sécurité est supérieure à la hauteur manométrique de la pompe.

Disposition n° 3. — Chaudière-pompe-vase d'expansion. (Les trois appareils étant très rapprochés) (fig. 59 c). Dans cette disposition, comme dans la disposition n° 1, la totalité de l'installation est en dépression, ce qui est un avantage à condition que le vase d'expansion puisse être placé suffisamment haut. La pompe étant en aval de la chaudière, l'eau qui la traverse est à une température plus élevée que dans le cas précédent : il en résulte une détérioration plus rapide des presse-étoupe. D'autre part, la pompe étant située entre le vase d'expansion et la chaudière, il est nécessaire d'utiliser une pompe à passage direct ou de prévoir l'un des dispositifs de sécurité que nous avons étudiés à propos de la disposition n° 2. Enfin le vase d'expansion étant en aval de la pompe, il est nécessaire que la hauteur manométrique de cette dernière soit inférieure à la hauteur géométrique du vase.

Disposition n° 4. — Chaudière-vase d'expansion-pompe. (Les trois appareils étant très rapprochés) (fig. 59 d). L'ensemble de l'installation est cette fois en surpression.

La pompe étant située en aval de la chaudière, il en résulte les mêmes inconvénients que dans la disposition précédente. Par contre, la position du vase d'expansion entre la chaudière et la pompe évite l'emploi d'un dispositif de sécurité. Enfin, quelle que soit la hauteur manométrique de la pompe, le débordement n'est pas à craindre.

Disposition n° 4 bis. — Vase d'expansion-chaudière-pompe. (Les trois appareils étant très rapprochés) (fig. 59 d bis). Cette disposition est très voisine de la précédente et en présente les avantages et inconvénients.

Pour résumer cette étude comparative, nous recommandons la disposition n° 1 chaque fois que la hauteur manométrique de la pompe n'est pas trop élevée; il y aura lieu de s'assurer que les conditions de la figure 60 sont bien remplies, pour éviter les rentrées d'air dans la partie haute de l'installation. Lorsque la charge de la pompe est trop élevée, il vaut mieux adopter la disposition n° 4.

3° Problèmes d'équilibrage.

En raison des charges relativement élevées utilisées en chauffage par eau pulsée, les problèmes d'équilibrage présentent plus de difficultés que dans les installations par thermosiphon.

Les robinets à double réglage peuvent être utilisés, mais en raison de la charge élevée les modèles classiques s'avèrent inopérants, et il y a lieu d'utiliser des robinets spéciaux dits « à réglage micrométrique », qui offrent une souplesse plus grande.

Il arrive parfois qu'en dépit d'un calcul soigné des tuyauteries, le réglage par robinets ne soit pas suffisant. Ce cas se présente pour les radiateurs situés très près de la chaudière quand la charge de la pompe est élevée; les diamètres des tuyauteries déterminés par les calculs sont alors trop faibles pour être effectivement utilisés. En principe, on ne descend à l'heure actuelle que rarement au-dessous du 15/21 en raison du risque trop grand d'obturation avec les petits diamètres. Il y a lieu alors d'avoir recours à un artifice quelconque; nous allons donner les principaux.

a) Equilibrage horizontal.

Ce procédé est connu en Allemagne sous le nom de boucle de Tichelmann et aux États-Unis sous le nom de « reversed return system ». Son principe consiste, lorsque des radiateurs sont branchés sur un même départ à des distances très différentes de la chaudière, à raccorder leurs retours dans l'ordre inverse des départs. La figure 64 représente en plan un tel dispositif. Il est évident, sur cette figure, que le circuit du radiateur A est le même que celui du radiateur B.

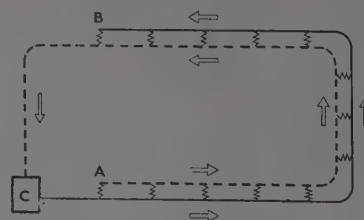


FIG. 64. — Dispositif d'équilibrage horizontal.

b) Équilibrage vertical.

La figure 65 donne en élévation le schéma d'un dispositif d'équilibrage vertical. Le résultat est le même que dans le cas précédent, le circuit du radiateur A étant sensiblement le même que celui du radiateur B.

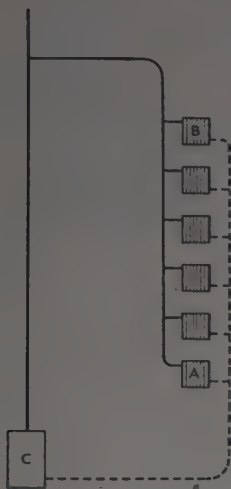


FIG. 65. — Dispositif d'équilibrage vertical.

c) Pompe individuelle sur chaque circuit.

Ce montage, qui jouit de peu de faveur en Europe, est d'un usage courant aux U. S. A. où il semble donner de bons résultats. Dans le tronçon commun aux divers circuits, les pompes agissent comme des pompes associées en parallèle. Il y a lieu de calculer l'installation de telle sorte que pour la pompe d'un circuit q la hauteur manométrique totale H_q soit égale à la somme de la charge h_q dépensée dans le circuit q et des pertes de charge Π du tronçon commun. En d'autres termes, pour n circuits différents, on doit vérifier les relations :

$$H_1 = h_1 + \Pi;$$

$$H_2 = h_2 + \Pi;$$

$$\dots \dots \dots$$

$$H_q = h_q + \Pi;$$

$$\dots \dots \dots$$

$$H_n = h_n + \Pi.$$

4° Fonctionnement mixte (thermosiphon-pompe).

Certains clients demandent à leurs installateurs de réaliser des installations pouvant fonctionner indifféremment par pompe ou en thermosiphon. Ce système n'est guère recommandable, et ce pour diverses raisons.

a) Problème d'équilibrage.

Dans un chauffage par pompe, comme dans un chauffage par thermosiphon, le calcul de l'installation est commandé par le radiateur « le plus défavorisé ». Mais, en chauffage par pompe, le radiateur le plus défavorisé est celui dont le circuit est le plus long, alors qu'en chauffage par thermosiphon le radiateur le plus défavorisé est

le plus éloigné des radiateurs les plus bas. Il en résulte qu'à part quelques exceptions, l'équilibrage d'un circuit n'est pas le même en chauffage par pompe et en chauffage par thermosiphon. La réalisation d'un chauffage mixte conduit la plupart du temps à adopter pour l'équilibrage une solution « bâtarde », ne donnant satisfaction ni dans un cas, ni dans l'autre.

b) Pression motrice.

Les partisans du régime mixte préconisent de faire fonctionner l'installation par pompe lorsque la température extérieure est très basse, et de recourir au fonctionnement en thermosiphon par temps doux. Or, l'expérience et la théorie montrent que c'est par temps doux, alors que la température d'eau au départ de la chaudière est relativement basse, que le thermosiphon a le plus de mal à fonctionner. Certains techniciens, en raison de ce fait, préconisent un système de conduite plus compliquée :

— Fonctionnement par eau pulsée par temps très froid;

— Fonctionnement en thermosiphon par temps moins froid;

— Fonctionnement par eau pulsée par temps doux.

C'est une complication généralement inacceptable, et finalement sans intérêt économique, le réglage étant mal fait.

c) Économie.

L'argument le plus généralement évoqué en faveur du régime mixte est l'économie de courant réalisée pendant les périodes d'arrêt de la pompe. Or, cette économie annuelle est, ainsi qu'il est aisé de le vérifier dans les cas même les plus défavorables, bien inférieure aux suppléments de dépense occasionnés par la majoration du diamètre des tubes rendue nécessaire par le régime de fonctionnement mixte.

5° Montage d'une pompe sur un ancien thermosiphon.

Il est d'un usage de plus en plus courant d'essayer d'améliorer par une pompe les thermosiphons « paresseux ». Cette pratique rencontre des fortunes diverses, parce qu'elle n'est pas toujours réalisée à bon escient. Nous venons de voir au paragraphe précédent que l'équilibrage n'est pas en général le même pour un thermosiphon et pour un chauffage accéléré : l'adjonction d'une pompe sur un ancien thermosiphon nécessite donc une reprise complète du réglage de l'installation. Les robinets montés sur les radiateurs sont très généralement des robinets à double réglage, du type courant. L'équilibrage est donc particulièrement délicat; il ne peut être réalisé avec succès qu'à la condition d'employer une pompe de charge suffisamment faible pour éviter les grandes vitesses et les fortes pressions. Faute de cette précaution, le remplacement des anciens robinets par des robinets à réglage micrométrique devient nécessaire; de plus, des bruits intempestifs sont à redouter en certains points de l'installation.

En résumé, si l'adjonction d'une pompe sur un thermosiphon déficient n'est pas une panacée universelle, il permet néanmoins, dans de nombreux cas, de sauver l'installation à condition de proscrire les charges élevées.

POMPES A USAGES SPÉCIAUX UTILISÉES EN CHAUFFAGE ET CONDITIONNEMENT D'AIR

1° Pompes à eau surchauffée.

Notre but n'est pas d'entrer dans les détails du chauffage à eau surchauffée, mais d'étudier les servitudes particulières imposées à la pompe de circulation dans ce procédé et qui sont :

a) Les phénomènes de dilatation et de contraction doivent être étudiés avec un soin particulier et toutes précautions prises pour éviter les accidents qui pourraient en résulter;

b) Les hautes températures diminuent considérablement la viscosité de l'eau; il en résulte en liaison avec la pression assez élevée des problèmes d'étanchéité difficiles;

c) La variation de densité de l'eau avec la température nécessite une pompe calculée spécialement pour la température d'utilisation; il y a lieu de tenir compte du fait que la pompe est placée sur le départ ou sur le retour;

d) En raison de sa température, l'eau est susceptible d'être portée à l'ébullition par un simple abaissement de pression; ce phénomène limite la dépression admissible à l'aspiration dans les pompes.

Nous allons maintenant indiquer les particularités de construction des pompes à eau surchauffée motivées par les phénomènes que nous venons de signaler.

Ce sont toujours des pompes à un seul étage comme en chauffage à eau chaude. Le rotor est en fonte, parfois en acier inoxydable; le bronze doit être proscrit en raison du danger de corrosion.

Le corps de pompe est en fonte fortement nervurée, ou en acier. Le socle est parfois refroidi par une circulation d'eau froide. En général, la fixation du corps de pompe s'effectue dans un plan passant par l'axe pour annuler les effets de la dilatation. L'expansion longitudinale est autorisée en effectuant la fixation par une seule extrémité.

Les arbres sont réalisés en acier forgé ou en acier chrome-nickel.

Le presse-étoupe constitue le point le plus délicat. En raison de la pression et de la faible viscosité de l'eau, l'étanchéité est difficile à réaliser, d'autant plus que la garniture doit être protégée contre la haute température.

Les fuites sont réduites en créant des pertes de charge importantes entre la haute pression et la garniture. Plusieurs solutions sont adoptées :

a) *Chambre intermédiaire annulaire*, avec écoulement contrôlé par une vanne (fig. 66);

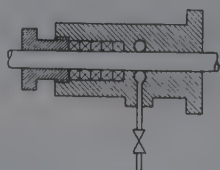


FIG. 66. — Presse-étoupe avec chambre intermédiaire annulaire.

b) *Douilles alternées* (fig. 67);

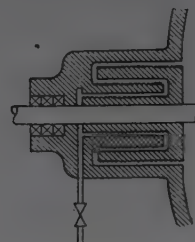


FIG. 67. — Presse-étoupe avec chambre intermédiaire à douilles alternées.

c) *Labyrinthe* (fig. 68) basé sur un principe analogue. La protection de la garniture contre la haute température est réalisée par un « water-jacket » parcouru par une circulation d'eau froide. Ce dispositif a l'avantage de refroidir les fuites éventuelles d'eau qui, sans cet artifice, se transformeraient en vapeur à la pression atmos-

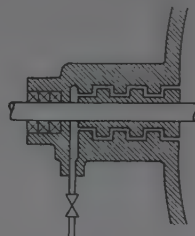
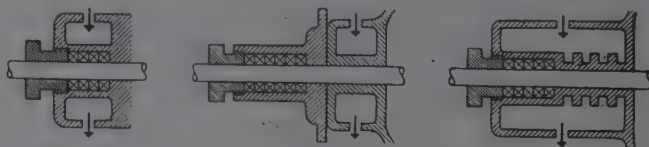


FIG. 68. — Presse-étoupe à chambre intermédiaire en labyrinthe.

phérique. Le water-jacket peut être placé soit autour de la garniture (fig. 69), soit autour du palier (fig. 70); dans certains modèles, il englobe à la fois presse-étoupe et palier (fig. 71) : c'est de beaucoup la solution qui donne les meilleurs résultats.



De gauche à droite :

FIG. 69. — Water-jacket autour de la garniture du presse-étoupe.

FIG. 70. — Water-jacket autour d'un palier.

FIG. 71. — Water-jacket englobant presse-étoupe et palier.

Les risques de *cavitation* sont beaucoup plus grands pour les pompes à eau surchauffée que pour les autres pompes. La dépression à l'aspiration doit être suffisamment faible pour éviter la vaporisation de l'eau. Pour profiter de la pression statique, on situe les pompes le plus bas possible par rapport au plan d'eau de la chaudière ou du préparateur. La zone critique n'est

d'ailleurs pas limitée à l'ouïe d'aspiration, elle s'étend à toute la portion de tuyauterie située entre le générateur et la pompe; c'est pour réduire cette zone que la pompe est généralement placée sur le départ. Si toutes ces précautions ne sont pas suffisantes, on peut abaisser la température de départ par addition d'une quantité adéquate d'eau de retour à l'aide d'une vanne mélangeuse.

2° Pompes alimentaires.

Ces pompes sont destinées à l'alimentation des chaudières à vapeur, lorsque la pression de l'eau dont on dispose est inférieure au timbre de la chaudière. Les pompes peuvent être classées en deux catégories totalement différentes quant à leur principe : les pompes à piston et les pompes centrifuges.

a) Pompes à piston.

Le prototype de ces appareils est le célèbre « petit cheval » inventé en 1840 par Henry WORTHINGTON. Il

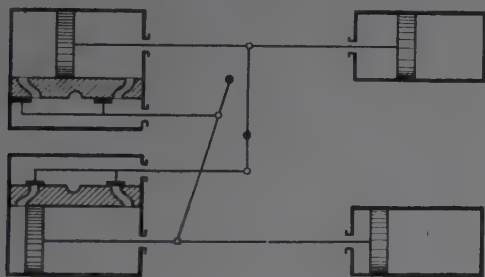


FIG. 72. — Pompe Worthington Duplex.]

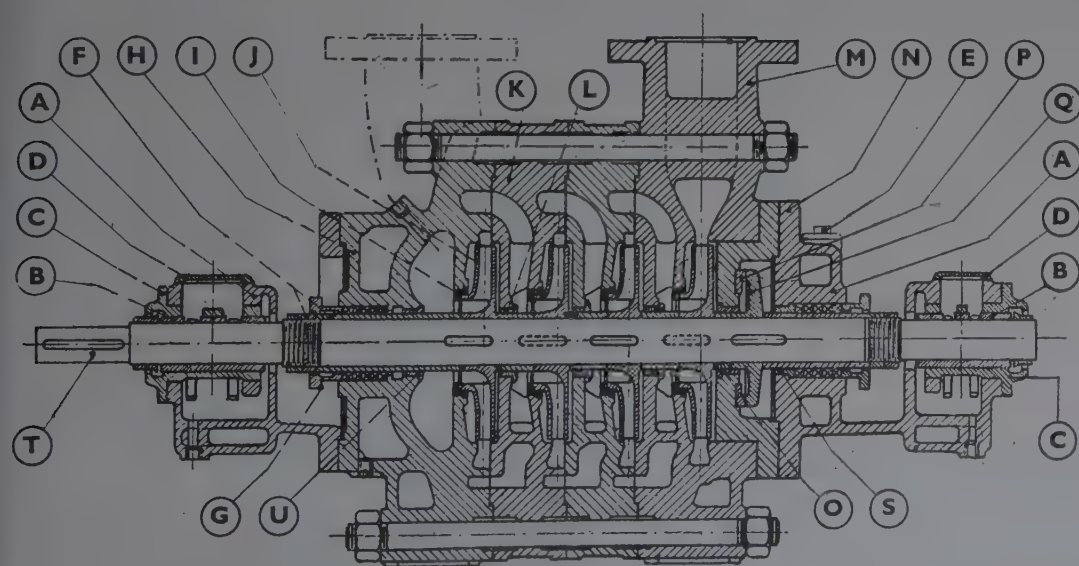
s'agit de pompes aspirantes et refoulantes dont le piston est propulsé par un moteur à vapeur. L'accouplement est réalisé en reliant directement la tige du piston de la pompe au piston du cylindre à vapeur. La vapeur travaille sans détente, ce qui évite l'emploi d'un volant pour régulariser le fonctionnement de l'appareil. La figure 72 représente la coupe schématique d'une pompe Worthington Duplex moderne.

b) Pompes centrifuges.

Pour l'alimentation des chaudières de timbre élevé, une pompe centrifuge à une seule roue ne créerait pas une hauteur manométrique suffisamment forte. Nous avons vu, dans la première partie de cette étude, comment un couplage en série de plusieurs pompes crée une hauteur manométrique égale à la somme des hauteurs manométriques de chacune des pompes couplées. Un tel artifice est très souvent employé pour les pompes alimentaires centrifuges. Pour des raisons d'encombrement et de prix de revient, les constructeurs réalisent le couplage en série de plusieurs roues dans un même corps de pompe. La pompe ainsi constituée est une pompe centrifuge multicellulaire. Ces appareils travaillant à des températures et pressions élevées, les fabricants ont recours à des particularités de construction analogues à celles étudiées à propos des pompes à eau surchauffée. La figure 73 représente le schéma d'une pompe alimentaire Pfyffer, type H. M.

3° Pompes pour relevage d'eaux condensées.

Dans certaines installations de chauffage à vapeur, la configuration du bâtiment ne permet pas de disposer d'une pente suffisante, pour assurer par gravité le retour des eaux condensées à la chaudière. Il est nécessaire alors d'avoir recours à une pompe pour en assurer le relevage. L'eau condensée s'écoule par gravité dans un



- A. Paliers;
- B. Coussinets;
- C. Supports des coussinets;
- D. Couvercles des paliers;
- E. Couvercles des chambres de circulation;
- F. Chemises;
- G. Presse-étoupe;
- H. Pièce d'aspiration;
- I. Roues à ailettes;
- J. Couronnes d'étanchéité;
- K. Pièces intermédiaires;
- L. Douilles;
- M. Pièce de refoulement;
- N. Fond;
- O. Douille du fond;
- P. Couronne du piston d'équilibrage;
- Q. Piston d'équilibrage;
- S. Douille;
- T. Arbre;
- U. Douille de la pièce d'aspiration.

FIG. 73. — Pompe alimentaire Pfyffer, type H. M.

bac maintenu en communication avec l'atmosphère par un évent. Le niveau de ce bac est plus élevé que celui de la pompe, de façon à maintenir l'aspiration en charge. Dans ces conditions, la pompe ne peut se désamorcer; un flotteur assure la mise en marche et l'arrêt automatique de la pompe suivant le niveau de l'eau à l'intérieur du bac. La pompe proprement dite ne présente pas de particularités spéciales : c'est une pompe étudiée pour l'eau chaude comme les pompes de circulation. Il est d'usage de lui donner un débit environ triple du débit d'écoulement d'eau condensée. La hauteur manométrique nécessaire se détermine en tenant compte de la pression régnant dans la chaudière, de la différence de niveau et des pertes de charge dans la tuyauterie de refoulement. La figure 74 donne le schéma d'une pompe de relevage d'eaux condensées.

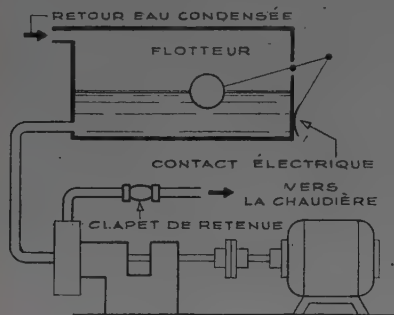


FIG. 74. — Pompe de relevage d'eaux condensées.

4° Pompes pour chauffage à vapeur sous vide.

Le principe de ce mode de chauffage consiste à utiliser comme fluide chauffant de la vapeur sous une pression inférieure à la pression atmosphérique et à une température plus basse que 100° C. Le vide est réalisé par une pompe centrifuge, qui a également pour rôle d'assurer le relevage de l'eau de condensation.

La figure 75 représente le schéma du dispositif de pompage. L'eau de condensation est recueillie dans un

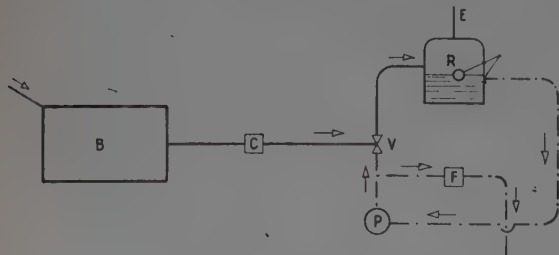


FIG. 75. — Pompe pour chauffage à vapeur sous vide.

bac B. Elle est aspirée avec l'air (il y a toujours des rentrées d'air dans une telle installation) par un ajutage de Venturi V, dans lequel la dépression est obtenue par le débit d'une pompe centrifuge P, qui aspire elle-même à la partie inférieure d'un réservoir R. Ce réservoir est en communication avec l'atmosphère par un évent E. L'air et l'eau sont entraînés à la partie supérieure du réservoir R, où l'air est séparée de l'eau. Un clapet de retenue C est destiné à maintenir le vide.

En F, un robinet commandé par un flotteur placé dans le réservoir R ouvre ou ferme le circuit suivant le niveau d'eau. La pompe P a donc un double but : 1° créer le vide dans l'installation en aspirant l'air par induction à l'aide du Venturi V; 2° assurer le retour de l'eau condensée au générateur.

Le circuit emprunté par l'eau et l'air est représenté sur la figure en trait plein, le trajet suivi par l'eau seule est indiqué en trait mixte.

5° Pompes pour services d'eau chaude.

Dans les petites installations, la pression de l'eau de la Ville s'exerçant à la partie inférieure assure la distribution aux divers postes d'utilisation. Dès que le développement de l'installation devient important, les pertes de calories par refroidissement des tuyauteries deviennent très grandes et il y a lieu de prévoir une circulation d'eau chaude dans le circuit de distribution. Dans ces conditions, on évite d'obliger l'usager à tirer une grande quantité d'eau avant d'en obtenir l'écoulement à la température désirée. Quelques installations sont réalisées par thermosiphon, mais leur étude est toujours délicate et il est préférable de recourir à une pompe de circulation. La figure 76 représente le schéma d'une telle installation.

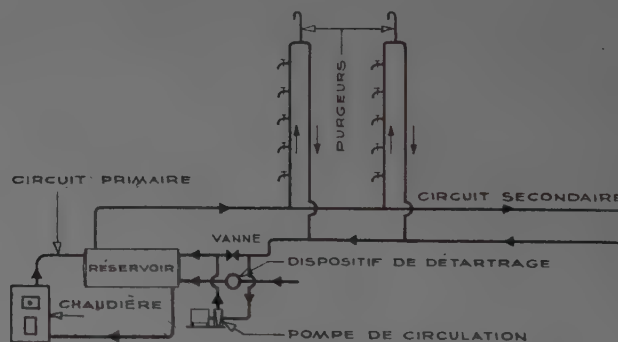


FIG. 76. — Schéma d'une distribution d'eau chaude avec pompe de circulation.

Le calcul des caractéristiques de la pompe s'effectue comme pour un chauffage par eau chaude. Le même type d'appareil convient d'ailleurs aux deux usages. Toutefois, une précaution très importante ne doit pas être négligée. Dans une installation de distribution d'eau chaude, en raison de la consommation des usagers, l'eau contenue dans le réservoir et le circuit est très fréquemment renouvelée. Étant donné qu'il est très rare d'avoir à sa disposition une eau ayant un degré hydrotimétrique faible, il y a lieu de prévoir sur l'alimentation du réservoir une installation de détartrage.

Nous ne traiterons pas cette question ici, son étude devant ultérieurement paraître dans les *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*.

6° Pompes à mazout.

Le pompage du mazout destiné à l'alimentation des brûleurs des chaudières s'effectue au moyen de pompes centrifuges ou de pompes volumétriques.

A. — Pompes centrifuges.

Le principe de ces pompes est toujours le même que pour les appareils décrits en première partie; la seule différence réside dans des détails de construction imposés par les caractéristiques physiques du liquide pompé.

Le calcul de la pompe doit tenir compte de la viscosité du mazout qui dépend de la température. Il est donc très important, pour commander une pompe à mazout, de préciser au constructeur la qualité de l'huile pompée, ainsi que sa température.

Du point de vue réalisation, le presse-étoupe réclame un soin particulier. L'expérience a montré que de bonnes garnitures métalliques et des chemises d'arbre en acier inoxydable constituent des presse-étoupe donnant entière satisfaction.

La pompe centrifuge présente un inconvénient important, c'est de nécessiter un amorçage à moins d'être placée au-dessous du niveau du fluide pompé. Aussi lorsque cette disposition n'est pas possible, leur préfère-t-on des pompes volumétriques dont l'amorçage est automatique.

B. — Pompes volumétriques.

Alors que dans les pompes centrifuges, la pression est engendrée par des variations de vitesse, les pompes volumétriques, comme leur nom l'indique, produisent la pression par des variations de volume.

En raison même de leur principe, ces appareils ne possèdent pas, comme les pompes centrifuges, la latitude d'adapter leur débit aux besoins de l'installation. Il y a donc lieu de prévoir, dans leur montage, un dispositif de by-pass automatique renvoyant à la cuve l'excès de mazout pompé. Dans les installations comportant un nombre important de brûleurs, le pompage s'effectue

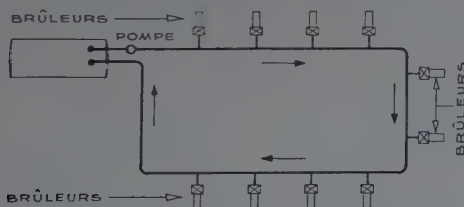


FIG. 77. — Circuit d'alimentation des brûleurs dans une chaufferie importante.

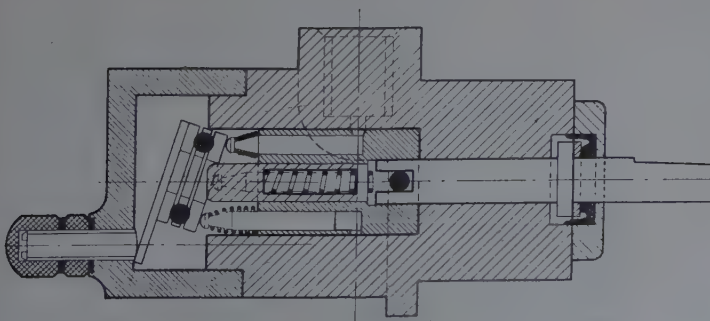


FIG. 78. — Pompe L. S. à pistons et débit variable.

parfois en circuit fermé, les brûleurs étant montés en dérivation sur la boucle ainsi formée. La figure 77 donne le schéma d'un tel montage.

Nous allons maintenant procéder à une étude sommaire des pompes volumétriques, que nous allons diviser à cette fin en trois classes : pompes à piston, pompes à engrenages, pompes à excentriques.

a) Pompes à piston.

Nous n'allons pas rappeler le principe de ces appareils qui est trop connu; nous nous contenterons de donner une description de la pompe à pistons L. S., afin de donner une idée des variantes que l'on peut rencontrer sur ce principe.

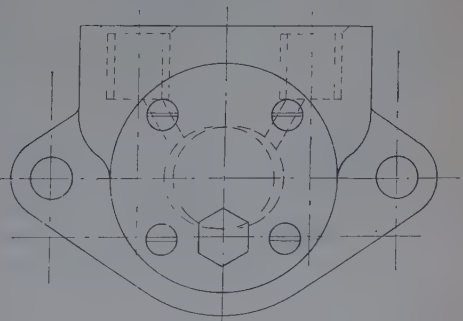
La figure 78 en donne le schéma. Le rotor se compose d'un cylindre plein tournant dans le corps de pompe. Dans ce cylindre sont ménagées deux cavités cylindriques diamétralement opposées et en communication successivement avec l'aspiration et avec le refoulement au moyen d'un canal. Dans les petits cylindres se meuvent deux pistons, qui ont pour rôle de créer des variations de volume. L'extrémité extérieure de ces pistons comporte une partie hémisphérique maintenue au moyen d'un ressort en contact avec une butée à billes inclinée. Lorsque l'équipage mobile est en rotation sous l'action des ressorts et de la butée, les pistons sont animés d'un mouvement alternatif créant l'aspiration et le refoulement du fluide.

Un système d'écrous et de tige filetée permet de régler l'inclinaison de la butée et, par ce moyen, le débit de la pompe.

b) Pompes à engrenages.

Le terme engrenage doit ici être employé dans un sens beaucoup plus large que le sens habituel. Il serait plus exact de dire : pompe à double rotor. En effet, le terme s'applique à toute machine comportant deux (et parfois même plus) rotors tournant continuellement autour de centres fixes. Ces rotors ne sont pas forcément des engrenages, en ce sens que leur entraînement n'est pas obligatoirement mutuel, mais leur mouvement relatif doit être celui d'une paire d'engrenages, c'est-à-dire qu'ils doivent tourner à la même vitesse périphérique, même si cette propriété est réalisée par un mécanisme extérieur au corps de pompe.

La figure 79 représente le type le plus simple de pompe à engrenages. Les engrenages sont enfermés dans un corps de pompe C qui les enserre à frottement doux tant sur



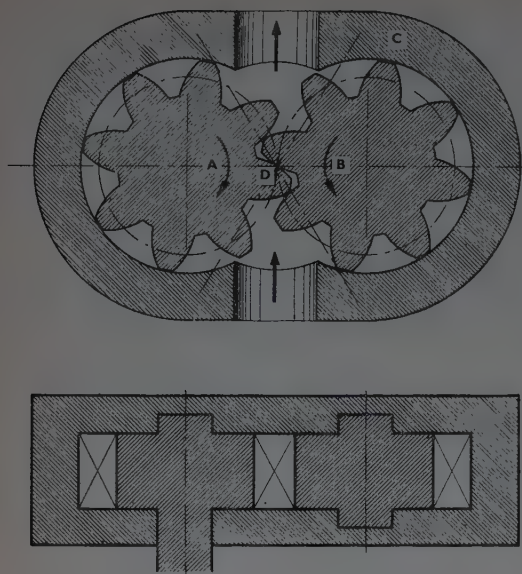


FIG. 79. — Pompe à engrenages extérieurs.

leurs faces qu'à leur périphérie, à l'exception des orifices d'aspiration et de refoulement. L'engrenage A est solidaire par un arbre du moteur de la pompe. Il entraîne l'engrenage B qui tourne fou sur son axe. Le sens de rotation est indiqué par les flèches. En conséquence, le liquide est entraîné depuis l'orifice d'aspiration jusqu'à l'orifice de débit, emprisonné entre les dents et le corps de pompe. Le profil des dents est calculé de telle sorte qu'il existe toujours en D un contact assurant l'étanchéité et empêchant toute communication directe entre l'aspiration et le débit.

Il existe également des pompes basées sur le même principe, dont les engrenages sont intérieurs l'un par rapport à l'autre. La figure 80 donne le schéma d'une pompe de ce type. L'engrenage A entraîne l'engrenage B à l'intérieur d'un corps de pompe C les enserrant étroitement. La partie de corps de pompe C empêche toute

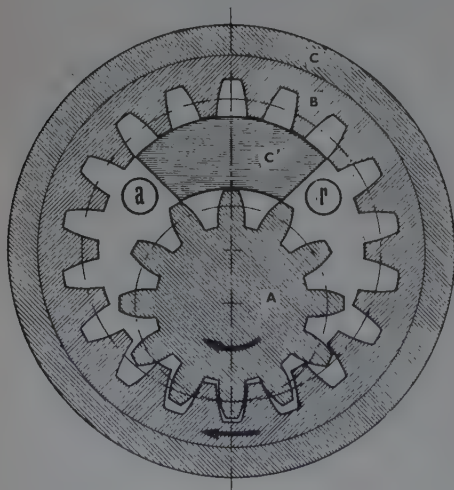


FIG. 80. — Pompe à engrenages intérieurs.

communication directe des orifices d'aspiration a et de refoulement r. Les pompes à mazout Sundstrand et Atco sont basées sur ce principe.

c) Pompes à excentrique.

Le principe de ces pompes est le suivant : un excentrique commandé par l'arbre moteur se déplace à l'intérieur du corps de pompe en lui restant constamment tangent, divisant ainsi l'intérieur du corps de pompe en deux parties reliées l'une à l'aspiration, l'autre au refoulement. Les variations de volume engendrées par les déplacements de cet excentrique créent l'aspiration et le refoulement. A titre d'exemple, nous allons donner le schéma de fonctionnement de la pompe Mouvey.

Dans la pompe Mouvey, le corps de pompe est annulaire, composé de deux cylindres concentriques et d'une cloison fixe radiale séparant les orifices d'aspiration et de refoulement. Ces deux orifices en forme de triangles curvilignes sont en communication avec les tubulures d'aspiration et de refoulement. Le rotor est constitué par un cylindre fendu porté par un disque plan, lequel est fou sur son axe. Cet axe est constitué par le maneton d'un vilebrequin solidaire de l'arbre moteur. En tournant, le vilebrequin entraîne le cylindre dont l'axe décrit un cercle et la partie fendue se déplace le long de la cloison sans la toucher, grâce à l'action de deux biellettes. La figure 81 permet de suivre le fonctionnement de l'appareil. Pour faciliter la compréhension, nous avons représenté en blanc les parties en communication avec l'aspiration, en hachures les parties en communication avec le refoulement, en quadrillé les parties isolées des deux orifices.

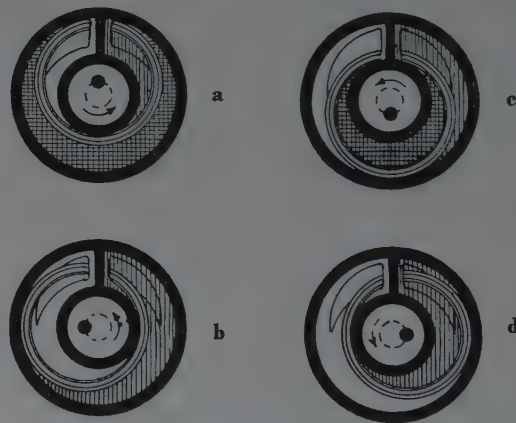


FIG. 81. — Pompe Mouvey.

En a, la partie gauche du cylindre propulseur est en communication avec l'aspiration, la partie droite avec le refoulement.

En b, l'intérieur du cylindre est en communication avec l'aspiration et s'emplit de liquide.

En c, le liquide aspiré est isolé.

En d, ce liquide est mis en communication avec le refoulement et s'échappe du cylindre.

Bien que la réalisation mécanique soit différente la pompe à excentrique L. S. est basée sur le même principe.

7° Pompes pour la vidange des puisards.

Ces appareils assurent automatiquement la vidange des puisards, dès que l'eau a atteint un certain niveau. Ils comportent une pompe centrifuge immergée à axe vertical, dont l'amorçage est de ce fait automatique. Le rotor est constitué par une roue ouverte permettant le pompage d'une eau légèrement chargée. Une crépine placée sur l'aspiration empêche le passage des corps étrangers de dimensions trop importantes.

L'entraînement de la pompe est réalisé par un moteur électrique placé en dehors du puisard. La transmission est effectuée au moyen d'un arbre chemisé, situé dans l'axe du tube de refoulement.

L'automatisme de mise en route et d'arrêt est assurée grâce à un flotteur qui, par l'intermédiaire d'une tringlerie commande l'arrivée du courant électrique au moteur. La figure 82 représente le croquis perspectif d'un groupe moto-pompe Salmson, correspondant au type d'appareil que nous venons de décrire.

8° Pompes pour puits profonds.

Dans la plupart des installations de conditionnement d'air, le fluide réfrigérant utilisé est de l'eau froide provenant de l'échangeur d'un compresseur à ammoniacque ou

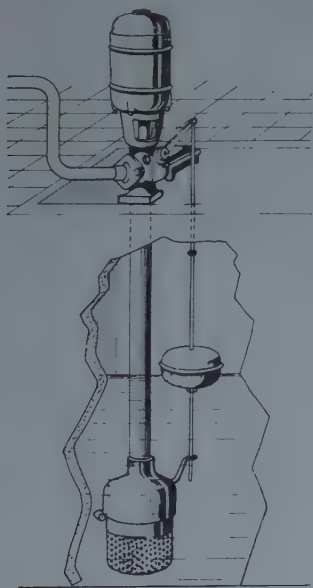


FIG. 82. — Pompe Salmson pour vidange de puisards.

à fréon. Une telle source de froid présente l'inconvénient d'avoir un coût d'exploitation élevé. Il arrive qu'il se trouve à proximité de l'installation envisagée un puits profond, fournissant, même en été, de l'eau à une température suffisamment basse. Quand la profondeur du puits est supérieure à 8 m le pompage présente un problème particulier. En effet, la pression atmosphérique, compte tenu des pertes de charge, ne crée plus une hauteur manométrique suffisante à l'aspiration, et la pompe ne peut s'amorcer. Différents artifices sont utilisés pour permettre le pompage.

a) L'hydro-éjecteur.

La pompe étant placée au sol, une dérivation du refoulement, dont l'importance est réglée par une vanne, est dérivée dans une tuyère placée dans le puits. Le jet sortant sous pression de cette tuyère entraîne, par induction, l'eau du puits qui s'élève dans la tubulure de refoulement jusqu'à une hauteur telle qu'elle puisse être aspirée par la pompe. La figure 83 représente le schéma d'un hydro-éjecteur Jeumont.

Ce type d'appareil présente l'avantage de ne pas comporter d'organes en mouvement au fond du puits. Par contre, il a deux inconvénients : d'une part il ne permet de descendre qu'à des profondeurs de l'ordre de 25 m, d'autre part il entraîne une consommation d'énergie importante. Dans la majorité des cas, il est donc préférable d'avoir recours au groupe moto-pompe immergé.

- A. Arrivée d'eau motrice;
- B. Refoulement;
- 1. Diffusion;
- 2. Tuyère d'eau motrice;
- 3. Filtre pour l'eau motrice;
- 4. Écrou support de filtre;
- 5. Bague caoutchouc;
- 6. Clapet de pied;
- 7. Aspiration;
- 8. Filtre d'aspiration.

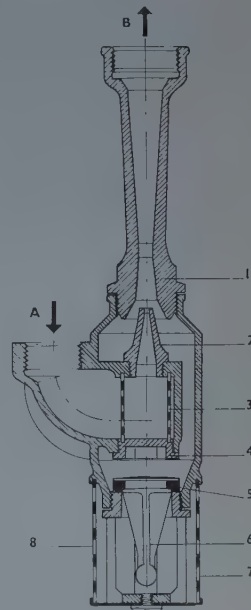


FIG. 83. — Hydro-éjecteur Jeumont.

b) Groupe moto-pompe immergé.

La pompe est une pompe centrifuge multicellulaire à axe vertical, accouplée directement à un moteur asynchrone à rotor à cage d'écureuil. Le rotor est noyé comme dans certains accélérateurs et séparé du stator par une gaine cylindrique. La lubrification des paliers et butées est généralement réalisée par l'eau. Les enroulements inducteurs du stator, les seuls sous tension, se trouvent ainsi dans une double gaine cylindrique étanche, dans laquelle le câble d'amenée de courant pénètre par un presse-étoupe formant joint.

c) Pompe immergée commandée à distance.

Certains constructeurs ne voulant pas prendre en charge les risques inhérents au moteur immergé construisent des pompes noyées entraînées par un moteur fixé au niveau du sol. La commande s'effectue au moyen d'un arbre long. La pompe proprement dite est constituée de la même façon que dans le cas précédent.

9° Pompes à saumure.

Une saumure plus ou moins concentrée est souvent utilisée comme fluide frigorigène dans les installations de rafraîchissement. Le problème du pompage présente certaines difficultés en raison de la viscosité et de l'action corrosive du fluide transporté. La construction de la pompe est différente suivant la concentration de la saumure.

Pour une teneur en sel inférieure à 3 %, une pompe classique de bonne qualité en fonte et bronze peut parfaitement convenir.

Au-dessus de cette teneur, il y a lieu d'utiliser une construction tout bronze, à l'exclusion de l'arbre usiné en acier inoxydable ou en métal Monel. Les Établissements Worthington fabriquent aux U. S. A. toute une gamme de pompes en *worthite*, qui conviennent particulièrement à cet usage. *Worthite* est la marque de fabrique d'un alliage constitué par environ 50 % de nickel, du chrome, du molybdène, du silicium, du manganèse et du cuivre.

Pour le moment, un seul type de pompe en ce matériau spécial est construit en France, mais il est vraisemblable que cette construction s'étendra bientôt à d'autres modèles.

BIBLIOGRAPHIE

Cette bibliographie est limitée aux références utilisées dans le texte et n'a nullement pour objet de fournir une liste complète des études consacrées à cette question.

ADDISON (H.), Centrifugal and other rotodynamic pumps, 1948 (London).

A. S. H. V. E., Heating, ventilating, air conditioning Guide, 1951 (New York).

BERGERON (P.), Pompes centrifuges. *Techniques de l'Ingénieur* B 470, 1950 (Paris).

CHASSERAU (R.), Le chauffage à circulation accélérée par pompe. *Chaud, Froid, Plomberie*, juin 1947.

C. O. R. M. A. T., Règles et recommandations pour l'étude, l'exécution et l'entretien des installations de pompes hydrauliques, 1949 (Paris).

DEFELD (R.), Traité pratique de pompes centrifuges mono et multicellulaires, 1927 (Charleroi).

FORNI (L. A.), Pumps and hot water heating, *Heating and Ventilating Engineers* G. B., janvier 1947.

HAEKEL (R.), Displacement pumps and motors, 1951 (Londres). Heating and Ventilating, Engineering databook, 1948 (New York). Ingersoll-Rand Co, Cameron pumps operators Data, 1950 (Philipsburg).

LOCKHART (M. A.), and OOSTEN (L.), Don't oversize pumps, Heating Piping and Air Conditioning, août 1952.

PFLEIDERER (C.), Die Krieselpumpen, 1949 (Berlin).

RIETHEL und GROBER, Heiz- und Lüftungstechnik, 1950 (Berlin).

SCHROETER (H.), Versuche zur Flage der Werkstoffsanfressung durch Kavitation, 1935 (Munich).

STEPANOFF (A. T.), Centrifugal and axial flow pumps, 1948 (New York).

THERY (R.), Cours de machines du C. N. A. M., 1951 (Paris).

VIBERT (A.), L'entretien des pompes. *Technique sanitaire et municipale*, septembre 1947.

(Reproduction interdite.)

Série : SOLS ET FONDATIONS (XIII).

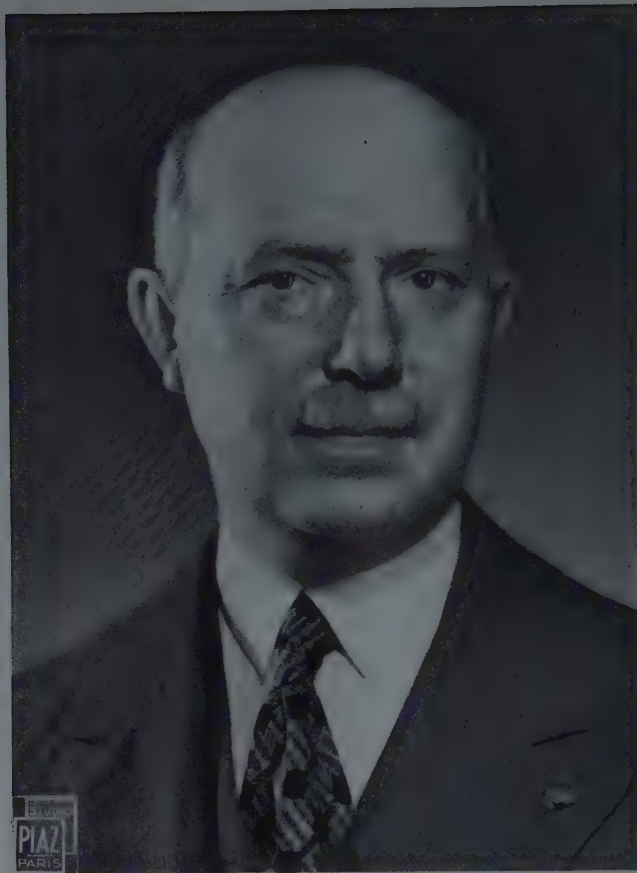
JOURNÉES DE MÉCANIQUE DES SOLS

7, 8 et 9 juillet 1952

*Organisées sous les auspices du Comité Français de Mécanique des Sols.*SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. Albert CAQUOT**, MEMBRE DE L'INSTITUT.LA MÉCANIQUE DES SOLS
ET LA FORCE PORTANTE DES PIEUX

COMMUNICATIONS DE

	Pages.		Pages.
MM. A. W. Skempton, A. A. Yassin et R. E. Gibson. — Théorie de la force portante des pieux.....	285	MM. A. Caquot et J. Kérisel. — Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent.....	340
J. Verdeyen. — Détermination de la charge portante de pieux en béton armé au port pétrolier d'Anvers....	291	A. Caquot et J. Kérisel. — Courbes de glissement du sol sous la pointe des pieux.....	341
M. Buisson. — Méthode de contrôle du battage des pieux par film.....	297	S. Rodin et J. Tomlinson. — Recherches sur le frottement latéral des pieux forés et battus dans l'argile.....	343
M. Buisson. — Appareils français de pénétration. Enseignements tirés des essais de pénétration.....	299	N. Janbu. — Une analyse énergétique du battage des pieux à l'aide de paramètres sans dimension.....	352
E. Schultze. — État actuel des méthodes d'évaluation de la force portante des pieux en Allemagne.....	305	P. Habib. — Essais de charge portante de pieux en modèle réduit.....	361
E. C. W. A. Geuze. — Résultats d'essais de pénétration en profondeur et de mise en charge de pieux-modèle.	313	H. Zweck. — Mesures sur modèles réduits du frottement latéral et de la résistance de pointe des pieux.....	367
R. Pietkowski et R. Czarnota-Boiarski. — Conclusions de plusieurs essais de chargement de pieux.....	320	G. G. Meyerhof. — Recherches sur la force portante des pieux.....	371
J. Bouvier et P. Loheac. — Essai d'enfoncement sous vérins d'un pieu en béton armé.....	323	L. Bjerrum. — Les pieux de fondation en Norvège.....	375
L. Bendel. — Observations recueillies pendant le battage de pieux.....	333	R. L'Herminier. — Remarques sur le poinçonnement continu des sables et graviers.....	377
M. Chapon et M. Buisson. — Essais de chargement statique des pieux de fondations. Comparaison avec les résultats de battage.....	337	A. Pogany. — Phénomènes d'écoulement dans le cas de fondations sur pieux.....	387



ALBERT CAQUOT

AVANT-PROPOS

Par M. le Président CAQUOT.

Messieurs, les Journées de Mécanique des Sols sont ouvertes. Je souhaite la bienvenue aux nombreuses délégations étrangères qui ont bien voulu venir. Ces journées très simples, étaient, en principe, des journées françaises. Nous avons, toutefois, invité tous ceux qui, en Europe, s'intéressent à la mécanique des sols. Nous avons le grand plaisir d'avoir parmi nous des savants éminents de différents pays qui sont venus assister à ces séances. Je les en remercie cordialement.

La mécanique des sols comporte un domaine extrêmement vaste, aussi bien au point de vue des applications que de la théorie. Dans la plupart des cas, l'état de contrainte autour d'un point exige la connaissance de deux tenseurs, l'un appliqué au squelette solide, l'autre au fluide interstitiel. D'autre part, la résistance du milieu s'exprime sensiblement par les lois de Coulomb d'après le frottement et la cohésion, avec cette complication, dans de nombreux corps, d'une anisotropie dirigée modifiant ces deux grandeurs suivant l'orientation des parcelles solides. C'est pourquoi le Comité français n'a posé qu'un problème très restreint quoique très important, celui de la force portante des pieux.

Si l'ensemble des faits est bien connu, les résultats sont extrêmement différents suivant les terrains. Lorsque la pointe repose sur les sols à gros grains, comme les sables, la résistance s'obtient presque immédiatement et atteint une valeur considérable par la mise en jeu des frottements passifs. La résistance est toute différente, pendant l'enfoncement rapide d'un pieu dans un milieu à grains fins, peu perméable et gorgé d'eau comme l'argile.

Alors, la pénétration se fait sans mettre en jeu, d'une façon notable, les frottements passifs; l'eau interstitielle, par l'augmentation de sa pression, détermine l'ouverture du cylindre dans lequel pénètre le pieu.

Entre ces deux cas extrêmes, très différents quant aux résultats physiques de la transmission de charge au terrain comme de la valeur de la force portante, se place toute la gamme des cas intermédiaires. C'est ce qui explique le si grand intérêt porté à la résistance réelle des pieux que nous allons examiner aujourd'hui.

THÉORIE DE LA FORCE PORTANTE DES PIEUX DANS LE SABLE

A. W. SKEMPTON, D. Sc., A. M. I. C. E.

A. A. YASSIN, Ph. D., et R. E. GIBSON, Ph. D.

INTRODUCTION

Deux problèmes se posent lorsqu'on étudie une fondation sur pieux (sans parler de la question du choix du meilleur type de pieu à utiliser dans chaque cas particulier).

Le premier a trait à la charge portante maximum à appliquer à un pieu isolé. Dans le sable, c'est à la solution de ce problème que se sont attachés la plupart des chercheurs.

Le second, non moins important, concerne le comportement de groupes de pieux. Jusqu'à présent, on a peu de données sur le tassement de pieux fichés dans le sable, en dépit du fait que, dans la plupart des cas, c'est le tassement et non la

charge portante maximum qui est ici le facteur déterminant.

La présente communication résume les travaux théoriques et sur modèles, concernant la force portante maximum des pieux dans le sable et rassemble quelques données sur le tassement de groupes de pieux; on a essayé d'en tirer une règle logique de détermination du coefficient de sécurité dans chaque cas particulier.

Quoique la présente étude ne soit ni achevée ni entièrement satisfaisante, elle complète les études analogues relatives aux fondations dans l'argile, publiées en 1951 par M. SKEMPTON (voir références bibliographiques).

I. — FORCE PORTANTE DES PIEUX

Méthodes de calcul de la force portante.

Ces méthodes forment deux groupes nettement distincts. Les plus anciennes et les plus usitées relient la capacité portante statique à la résistance dynamique au battage. Dans les sables, ces théories donnent de bons résultats (SKEMPTON, 1947); elles sont en général trop pessimistes et, sur des chantiers où de nombreux pieux sont battus, il y a toujours intérêt à les contrôler par des essais statiques. En Grande-Bretagne, FABER (1947) a récemment lancé une formule intéressante, tandis que celle de HILEY (1930) est plus fréquemment employée, en dépit des objections théoriques qu'elle soulève (CUMMING, 1940). Il semble qu'elle donne de bons résultats en pratique dans le sable. Néan-

moins, il est très probable qu'une théorie plus satisfaisante sera trouvée tôt ou tard, probablement dans le cadre des recherches de Fox (voir GLANVILLE, 1938).

L'autre façon de considérer le problème est de rechercher une relation statique entre la capacité portante et les propriétés physiques du sable.

Si Q est la capacité portante limite du pieu :

$$Q = Q_p + Q_s;$$

Q_p = résistance de pointe;

Q_s = résistance due au frottement latéral.

RÉSUMÉ

La méthode la plus sûre pour estimer la force portante des pieux dans le sable semble être donnée par les essais hollandais de pénétration, ou par des essais statiques semblables. Mais, il est désirable dans certains cas qu'une théorie puisse relier la force portante des pieux et l'angle de frottement interne du sable. Une théorie simple à trois dimensions est décrite et concorde bien avec les expériences faites sur des modèles réduits de pieux à l'Imperial College, à la Building Research Station et par KERISEL. Une autre théorie à trois dimensions est basée sur le traitement élastoplastique de BISHOP, HILL et MORT. L'estimation de la force portante limite des pieux n'est toutefois que le premier stade de l'étude des fondations. Il est aussi important de décider le coefficient de sécurité à utiliser, et celui-ci dépend du tassement admissible sous la fondation. On expose une méthode originale pour relier le tassement d'un groupe de pieux au coefficient de sécurité d'un pieu isolé et ceci permet, pour la première fois, de donner les éléments d'une solution rationnelle au problème de fondations des pieux dans le sable.

SUMMARY

The most certain method of estimating the ultimate bearing capacity of a pile in sand appears to be provided by the dutch deep-sounding test or similar in-situ static tests. But, it is desirable for some purposes to have a theory relating ultimate bearing capacity to the angle of friction of the sand. A simple three dimensional theory is described, and this agrees well with model pile loading tests made at the Imperial College, at the Building Research Station and by KERISEL. Another three dimensional theory is outlined based on the elasto-plastic treatment originated by BISHOP, HILL and MORT. The estimation of ultimate bearing capacity is, however, only the first step. It is equally important to decide upon the factor of safety to be used, and this depends upon the allowable settlement of the foundation. An original method of relating settlement of a pile group to the factor of safety of the individual piles in the group is described, and this permits, for the first time, a rational approach to be made to the problem of designing piled foundations in sand.

De nombreux essais ont montré que, uniformément, Q_s n'atteint qu'une faible fraction de Q , ne dépassant pas 10 ou 20 % dans le cas de pieux fichés entièrement dans le sable.

En conséquence, l'estimation de Q_s n'a pas grande importance; le manque de place ne nous permet pas de nous étendre sur cette recherche dans la présente communication.

Pour toute fondation de surface A dans le sable on a :

$$Q = qA$$

où q est la charge admissible unitaire, et $q = N_q \gamma D + N_\gamma \frac{\gamma B}{2}$ (TERZAGHI, 1943) où γD est la pression effective au niveau des fondations (γ = densité D = profondeur de la fondation), B , la longueur de la fondation, N_q et N_γ sont des coefficients qui dépendent seulement de l'angle de frottement ϕ du sable.

Dans le cas des pieux, B est petit devant D . Comme N_q et N_γ sont du même ordre de grandeur, on peut poser :

$$q = N_q \gamma D.$$

La détermination de N_q est donc le seul problème important. De nombreux essais de détermination théorique de N_q ont été effectués; quelques-uns sont discutés plus loin, mais il semble que l'utilisation de ces théories soit toujours limitée et que la méthode la plus pratique soit de déterminer N_q directement par la méthode de l'essai de pénétration. Cette dernière technique a été développée en Hollande et a été discutée dans de nombreux articles (HUIZINGA, en 1951, pour le plus récent). D'ailleurs sa validité a été contrôlée par des essais statiques (PLANTEMA en 1948, par exemple). En ce qui concerne les sables, elle constitue certainement la méthode la plus valable. Cependant, dans certains cas, il serait désirable de pouvoir estimer la charge portante d'un pieu en partant de la connaissance de l'angle de frottement du sable ou gravier. De tels cas ont des chances de devenir plus fréquents puisqu'il a été possible d'obtenir récemment des échantillons relativement intacts de sable immergé (BISHOP 1948 et GOODE 1950).

Les solutions théoriques les plus connues sont celles du problème à deux dimensions données par REISSNER 1924, CAQUOT 1934, BUISMAN 1935 et KERISEL 1939. Ces solutions donnent des résultats numériques comparables, mais elles ne sont pas directement applicables au problème à trois dimensions : HANSEN (1951) a suggéré empiriquement l'expression :

$$N_q = 3 \left[e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

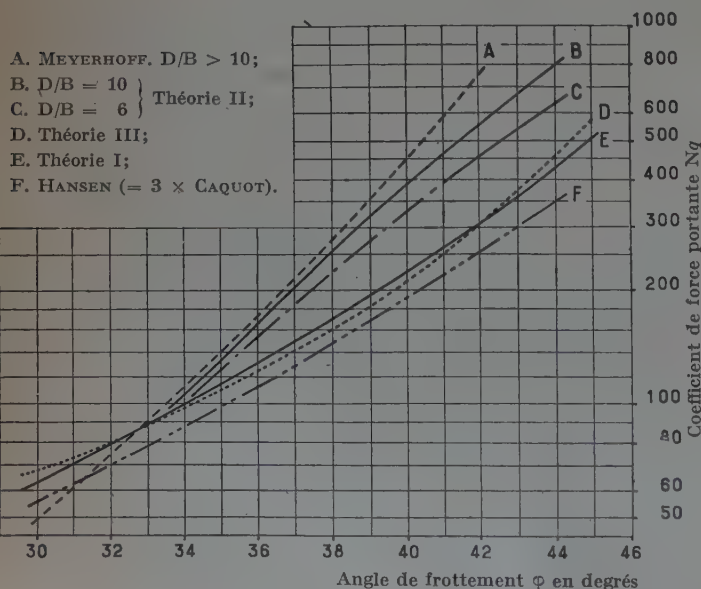


FIG. 1. — Coefficient de force portante pour les sables et graviers.

la parenthèse est l'expression de $Caquot$. La figure 1 représente les valeurs de N_q en fonction de ϕ , d'après HANSEN. Sur la même figure, on a porté les valeurs données par MEYERHOFF dans sa communication à la présente conférence. Elles résultent de considérations semi-empiriques sur le problème à trois dimensions. Les valeurs particulières se rapportent au cas d'un pieu ayant sa pointe suffisamment ancrée dans le sable pour que les surfaces de rupture y soient entièrement contenues. C'est ce qui arrive lorsque $D > 10 B$.

À l'Impérial College, on a élaboré trois théories. La plus simple, illustrée figure 2, est basée sur l'hypothèse que la rupture se produit le long de surfaces courbes dont les traces sur un plan vertical sont des cercles, partant de la pointe du pieu et ayant une tangente verticale au niveau de la base du pieu. Cela correspond assez bien aux déformations observées dans plusieurs

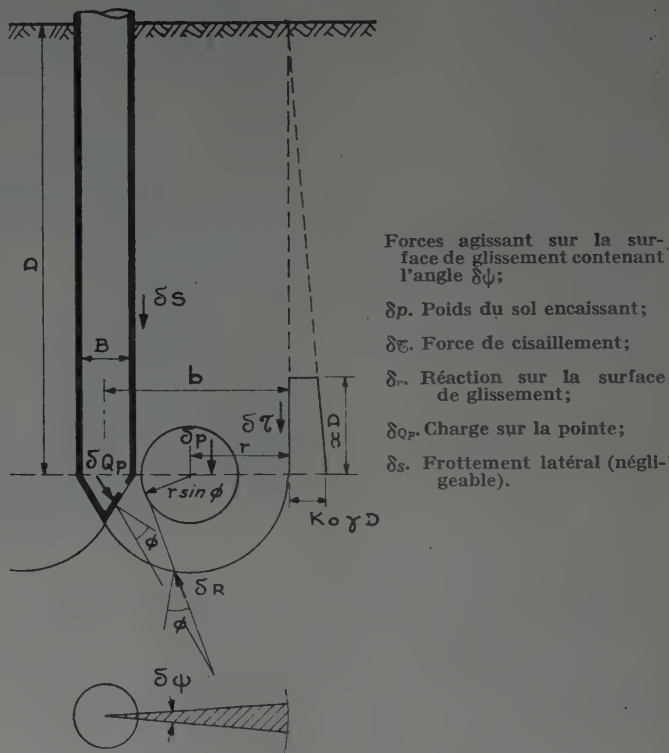


FIG. 2. — Notations utilisées dans les théories I et II.

essais sur modèles de pieux dans le sable. La position du centre de ces cercles a été trouvée par la méthode graphique de différenciation, comme étant celle qui donne la valeur minimum de N_q ; une hypothèse complémentaire est que la résultante sur la pointe agit aux $2/3$ de la génératrice inclinée de la pointe conique. Les valeurs correspondantes de N_q sont portées figure 1 sur la courbe qui se réfère à la théorie n° 1. On notera que lorsque ϕ croît de 30 à 45°, le rayon de la zone perturbée croît de $2 B$ à $4,5 B$.

Cette théorie simple ne tient pas compte de l'influence des forces de frottement mobilisées dans le sable au-dessus du niveau de la base. On a constaté, par expérience, que cet effet est faible dans les sables meubles, mais, on ne peut les négliger dans le cas des sables compacts. Une théorie rationnelle tenant compte de ces forces de cisaillement est très difficile à établir et les hypothèses suivantes ont été faites : la contrainte de cisaillement τ à la profondeur Z est égale à $K_0 \gamma Z \tan \phi$ où K_0 est le coefficient de poussée au repos (0,4 dans les applications numériques); cette contrainte est appliquée sur une longueur $x D$ où x varie de 0 à 0,5 lorsque la densité relative du sable varie de 0,25 à 0,75. Entre 0 et 0,25 et entre 0,75 et 1, le facteur x a les valeurs respectives 0 et 0,5. Les résultats dépendent naturellement de la profondeur D d'enfoncement du pieu et les valeurs de N sont données figure 1 pour deux valeurs du rapport D/B ; la relation entre N_q et ϕ est donnée comme se référant à la théorie n° II.

On a trouvé que le frottement le long de la surface du pieu n'exerce qu'une influence négligeable sur N_q . En négligeant cette force, une erreur d'environ 10 % peut être commise pour les faibles valeurs de N_q . Lorsque φ est $> 35^\circ$, l'erreur est très faible.

La troisième théorie développée à l'Imperial College est basée sur une extension aux matériaux à frottement de la théorie imaginée par BISHOP, HILL et MOTT (1945) concernant la résistance au poinçonnement des métaux. Les résultats de cette théorie sont indiqués figure 1 comme se référant à la théorie n° III. D'après ce travail, il apparaît que la force portante d'une fondation à une profondeur donnée, est du même ordre que la pression q_a requise pour élargir indéfiniment par déformation plastique une petite cavité sphérique située à cette profondeur. q_a doit correspondre à la résistance finale d'un pieu, où aucun frottement n'est mobilisé le long de la surface de la pointe du pieu. En fait, une partie de ce frottement est appliquée le long de cette surface et si θ est le demi-angle au sommet de la pointe, la résistance peut être exprimée par :

$$N_q = \frac{q_a}{\gamma D} (1 + \cotg \theta \tg \varphi)$$

où γD est la pression au niveau de la pointe. L'angle de frottement sable sur pieu est supposé égal à l'angle de frottement du sable.

Si l'on suppose que le sable est isotrope, et caractérisé par un module Young E et un coefficient de Poisson μ , la pression critique q_a est donnée par :

$$\frac{q_a}{\gamma D} = \frac{3}{1 + 2N} \left[\frac{E}{3\rho_s(1 + \mu)} \cdot \frac{1 + 2N}{1 - N} \right]^{\frac{2}{3}(1 - N)}$$

où :

$$N = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

Les résultats donnés par cette expression sont assez faibles et l'étude a été modifiée pour tenir compte du fait que l'importance des modules d'élasticité dans les directions des tensions principales est influencée par le signe des variations de contraintes, et aussi que le sable augmente ou diminue de volume lorsqu'il est soumis aux tensions de cisaillement.

On a tenu compte de ces éléments en supposant que le module d'élasticité E_c dans la direction du rayon vecteur est plusieurs fois plus petit que le module E_s dans la direction tangentielle tandis que la variation de volume est supposée proportionnelle à la racine carrée du second invariant du tenseur des déformations.

De cette hypothèse on a déduit la courbe de la figure 1, pour une valeur de 30° du demi-angle au sommet de la pointe. Le module d'élasticité et le changement de volume ont été déduits d'essais triaxiaux exécutés en grand nombre par ELDIN en 1951 sur un sable de densité variable.

De la figure 1, on peut tirer que pour $\varphi = 34^\circ$, toutes les théories précédentes donnent sensiblement le même résultat. De plus, les valeurs de N_q d'après la théorie empirique n° I de HANSEN et d'après la théorie n° III sont sensiblement les mêmes entre 30 et 45° . Les théories semi-empiriques de MEYERHOF et n° II concentrant le cisaillement au-dessus de la pointe, coïncident sensiblement pour $D/B = 10$ lorsque φ varie entre 30 et 40° , mais divergent ensuite. Les valeurs de N_q données par la théorie II pour $D/B = 6$ sont comprises entre celles obtenues pour $D/B = 10$ et celles obtenues quand on néglige le cisaillement au-dessus de la pointe.

Les mérites relatifs de ces théories seront discutés plus loin, à la lumière des essais de laboratoire et des essais de pieux.

Essais de laboratoire.

Un grand nombre d'essais ont été conduits à l'Imperial College avec des modèles de pieux de $5/16$ inch (7,9 mm) et $0,5$ inch (12,7 mm) par M. BISHOP, collègue de l'auteur, où la charge de pointe et le frottement sont mesurés séparément et simultanément. La charge totale, connue, est appliquée à la tête du pieu et le frottement est mesuré par la flexion d'un ressort. Le tube est séparé de la pointe. Des billes fixées en tête et en bas du mandrin sont destinées à éviter tout frottement intérieur. L'épaisseur de la lame de ressort est choisie dans chaque essai de telle façon que sous la charge maximum, la flexion ne dépasse pas 1 mm. La caisse dans laquelle le sable est placé à un diamètre de

14,5 inches (36,8 cm) ou environ 30 B (B étant le diamètre du pieu). En aucun cas, la pointe ne se rapproche de moins de 6 B du fond de la caisse.

On a pris soin de compacter le sable d'une façon uniforme et le volume des vides a été déterminé, pour tous les essais, en pesant la quantité totale de sable employée pour remplir la caisse. L'angle de frottement φ a été déterminé par l'essai triaxial dans tous les cas, et la valeur particulière dans chaque cas a été déduite par interpolation.

A la Building Research Station (MEYERHOF 1950) une série identique d'essais a été conduite en utilisant des pieux de $1/2$ inch et 1 inch (12,7 mm et 25,4 mm) de diamètre. Les deux séries d'essais ont couvert une variation de D/B de 4 à 40, tandis que φ variait de 32 à 42° ; cinquante-cinq essais ont été effectués, dont les résultats sont entièrement dignes de confiance. En 1939, KERISEL a donné les résultats de quelques essais sur des modèles de 1 inch, $1,7$ inches et $2,4$ inches (25,4 mm, 43,2 mm et 61,0 mm) dans du sable dont $\varphi = 41^\circ$, D/B variait de 15 à 28. Sur la figure 3,

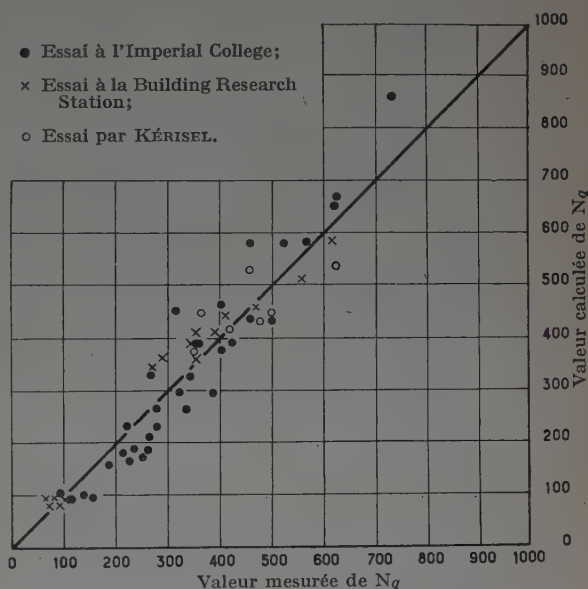


FIG. 3. — Comparaison des valeurs mesurées et calculées de N_q d'après la théorie n° II.

Essais de pieux en modèles réduits.

les valeurs trouvées de N_q obtenues dans tous les essais sont portées en fonction de N_q déterminé par la théorie n° II. La coïncidence est acceptable. La concordance avec les théories de MEYERHOF est aussi passable. Mais, les calculs qui ignorent les forces de cisaillement (fig. 2) donnent des valeurs insuffisantes.

Essais de pieux.

Les auteurs ont eu connaissance d'essais de chargement de pieux ou d'essais de pénétration hollandais dans lesquels l'angle de frottement du sable est connu. Ils ont calculé la valeur de φ en utilisant la théorie n° II pour dix-sept essais décrits par PLANTEMA (1948), FRANKX (1936) et (1948), le laboratoire de DELFT (1936) et BISHOP (1948). Le sol sous la pointe des pieux variait d'un sable fin silteux, peu dense, à un sable dense; et les valeurs calculées de φ variaient de 28° à 39° . Ces résultats paraissent très raisonnables et fournissent à la théorie une certaine confirmation, mais on ne pourra avoir réellement confiance aussi longtemps qu'un nombre considérable d'essais n'aura pas été effectué avec détermination correcte de φ . On doit ajouter que lorsque les mêmes dix-sept essais sont dépouillés dans la théorie à deux dimensions, cela conduit à des angles de frottement de 36 à 46° qui sont évidemment excessifs, spécialement lorsque l'on considère que la pression exercée à la pointe n'était jamais inférieure à 30 t/sq/ft ($32,8$ kg/cm²) et était plutôt comprise entre 100 et 150 t/sq/ft ($109,4$ kg/cm² et 164 kg/cm²).

Conclusions.

I. — FORCE PORTANTE.

Lorsqu'un pieu est battu dans des couches meubles (ce qui arrive souvent dans la pratique) et ensuite dans une petite épaisseur de sable ou gravier, la capacité portante peut probablement être évaluée avec une certaine approximation aussi bien par la formule de Hansen que par les théories n° I et II. L'auteur préfère la théorie n° I parce qu'elle est la plus simple des théories à trois dimensions et qu'elle est basée sur l'observation du mouvement du sable en dessous et autour des pointes de modèles de pieux. Puisque, dans l'essai de pénétration hollandais, la pointe est poussée en avant du tube, il semble qu'un cisaillement faible puisse se développer au-dessus de la pointe à cause de la

possibilité du sable de se mouvoir vers le fuseau qui se trouve au-dessus de la pointe. En conséquence, la théorie n° I peut servir dans le cas où on désire estimer l'angle de frottement d'après un essai de pénétration.

Pour les pieux battus ou forés, à une profondeur importante dans le sable, la théorie n° 1 est vraisemblablement trop prudente; la théorie de Meyerhof et la théorie n° II peuvent être utilisées. Ces théories sont en bonne concordance avec les essais de laboratoire (dont elles ont été partiellement déduites) et conduisent à des valeurs raisonnables de q lorsqu'on le calcule d'après les essais de chargement. Mais, ainsi qu'il a été dit plus haut, il est plus satisfaisant de déterminer N_q directement par des essais de pénétration. Ces essais doivent être utilisés partout où cela est possible, et sur des chantiers importants, ils doivent être complétés par des essais de chargement de quelques pieux sélectionnés.

II. — TASSEMENTS

Contrairement au cas des fondations dans l'argile, il est difficile d'estimer les tassements des fondations dans le cas du sable. D'une part, l'obtention d'échantillons intacts de sable est beaucoup plus coûteuse que celle des échantillons d'argile. D'autre part, il n'existe aucune méthode de calcul satisfaisante et simple. Nous sommes donc contraints d'adopter une méthode empirique.

Pour des fondations superficielles, il existe trois méthodes. L'une d'elles est basée sur l'essai de pénétration hollandais (DE BEER 1948). Une autre est basée sur l'essai standard de pénétration et est décrite par TERZAGHI et PECK (1948).

La troisième méthode, plus digne de confiance, mais plus coûteuse est basée sur les résultats d'essais de chargement d'une plaque de 1 pied carré (930 cm²). Si le sable conservait une compressibilité constante en profondeur, le tassement sous une pression donnée devrait être proportionnel à la largeur de la fondation, comme cela est approximativement le cas dans l'argile. Mais

la compressibilité du sable diminue d'une façon marquée avec la profondeur. La relation entre la largeur et le tassement sous une charge donnée, très inférieure à la charge de rupture, est représentée figure 4 par la courbe de Terzaghi pour les fondations superficielles.

Les carrés noirs montrent les résultats de neuf essais sur surfaces de grandes dimensions, et sur des constructions (essais dus surtout à PRESS en 1932).

Pour des fondations sur pieux, il serait très désirable d'avoir une relation semblable, pour relier le tassement d'un groupe de pieux et celui d'un pieu isolé, sous la même charge, spécialement pour des constructions importantes. Pour des constructions moins importantes, il paraît suffisant d'accepter les résultats d'expérience qui montrent que, lorsque la charge par pieu n'excède pas la moitié de la force portante d'un pieu isolé, le tassement d'un groupe de pieux n'est pas excessif.

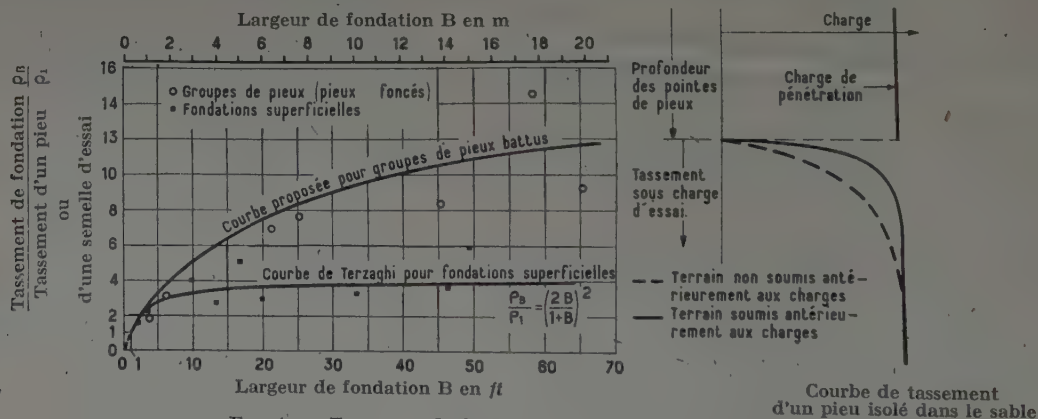


FIG. 4. — Tassement de fondations dans le sable.

Pour obtenir des renseignements à ce sujet, les résultats d'observations sur sept constructions (FEAGIN, 1948 et VARGAS, 1948) ont été portés sur la figure 4. Ces points montrent que pour de petits groupes de trois à quatre pieux le rapport du tassement du groupe à celui d'un pieu isolé est tout à fait semblable à celui donné dans le cas de fondations superficielles, lorsqu'on compare les résultats expérimentaux aux résultats sur plaque de 1 pied carré (930 cm²). Pour des groupes plus importants, spécialement pour ceux qui ont une largeur supérieure à 20 pieds (6,10 m), le rapport de tassement est bien plus grand (de 8 à 16 au lieu de 3 à 6) (1).

L'explication de ces faits est probablement la suivante : à quelques pieds autour et sous la pointe des pieux battus, le sable

a été précomprimé par le battage et la pénétration du pieu. Dans un essai de chargement de pieu isolé, la zone de tassement affecte surtout, sinon uniquement, la zone précomprimée. En effet, le chargement d'un pieu isolé a pour effet de charger à nouveau le sable et la courbe de tassement en fonction de la charge, marque par conséquent une brisure nette (fig. 4). Le même raisonnement s'applique en grande partie à un petit groupe de pieux. Le rapport de tassement est le même que pour des fondations superficielles assises sur le même sable. Mais, lorsque le groupe de pieux est important, la zone de tassement s'étend à une zone de sable qui n'a pas été précontrainte. En conséquence, le tassement du groupe est dû principalement aux déformations du sable qui n'a pas été soumis aux contraintes et dont la courbe de tassement est bien plus continue. Ainsi, le rapport du tassement d'un groupe important de pieux à celui du pieu isolé est plus grand que dans le cas d'une fondation superficielle.

(1) Dans un exemple cité par TERZAGHI, le rapport des tassements fut de 40 environ, mais ce chiffre paraît très élevé (1935).

Un essai de tracé de cette courbe a été fait et est indiqué figure 4 (¹).

Comme exemple d'application, considérons un groupe de pieux de 40 pieds (12,2 m) et supposons que le tassement ne doit pas dépasser 1 inch (25,4 mm). Puisque le rapport de tassement est de 10 environ, la charge admissible par pieu sera celle qui donnerait un tassement de 0,10 inch (2,54 mm) dans l'essai de pieu isolé. Cette façon de procéder est plus logique que celle qui utilise un facteur de sécurité arbitraire par rapport à la rupture.

Comme dans le cas des fondations superficielles, cette courbe n'est valable que si le sable reste homogène, en profondeur, et cela doit être vérifié par des forages ou des essais de pénétration. S'il existe des zones inférieures plus compressibles, cette courbe ne peut plus donner de relation approximative entre le tassement d'un groupe de pieux et le tassement d'un seul pieu. Si ce sol est constitué par une argile molle, par exemple, le tassement peut être non pas dix fois, mais cent fois supérieur. En conséquence, dans l'étude des fondations sur pieux, rien n'est plus important qu'une reconnaissance complète du sol.

Si le sol est relativement homogène, on peut d'après les résultats de l'essai de pieu, prévoir le tassement d'un groupe de pieux. Mais, il est, en plus, désirable d'avoir au moins une relation grossière entre le facteur de sécurité d'un groupe de pieux et d'un pieu isolé, puisqu'il n'est pas toujours possible de procéder à un tel essai.

(¹) Cette courbe a été donnée en premier lieu par SKEMPTON dans une discussion d'un article de TERZAGHI (1951).

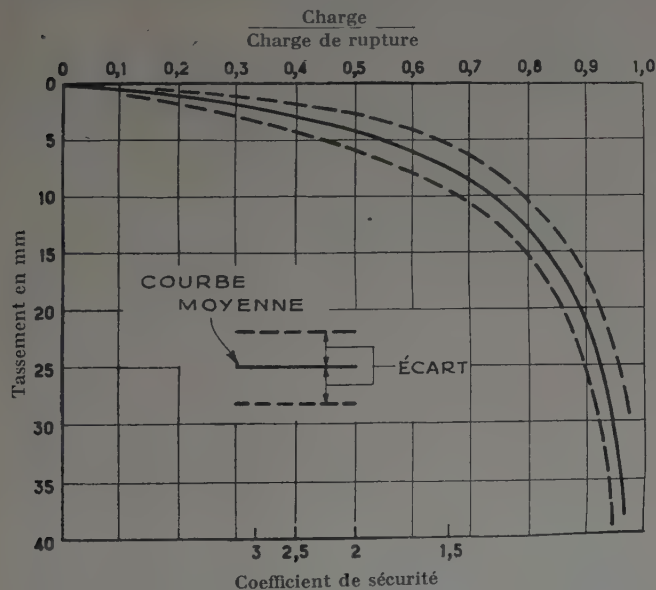


FIG. 5. — Courbes charges-tassement pour des pieux en béton battus dans le sable.

Résultats de douze essais de pieux, diamètres compris entre 254 et 432 mm.

Réf : PRESS (1933), BOONSTRA (1936), FABER (1947), PLANTUNA (1948), BISHOP et associés (1948).

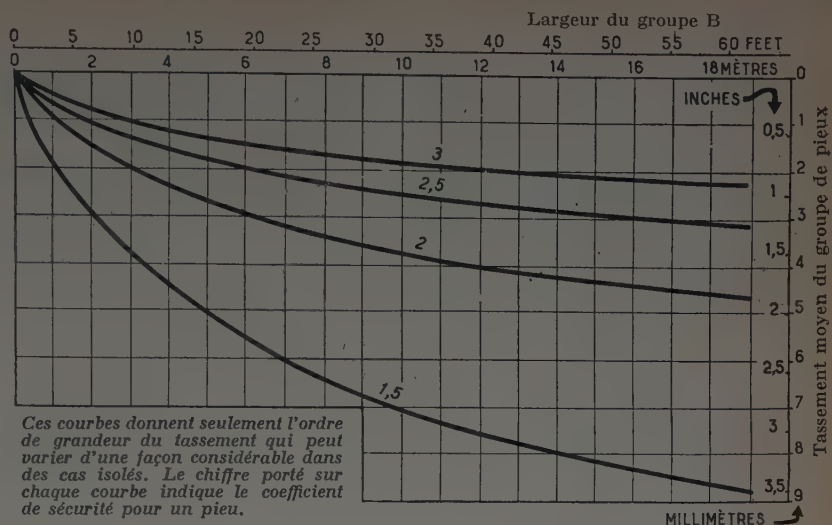


FIG. 6. — Relation approximative entre le tassement de groupes de pieux et le coefficient de sécurité d'un pieu isolé.

Cas de pieux battus dans le sable.

La figure 5 montre une courbe moyenne de charge — tassement — dérivée de douze essais effectués sur des pieux battus en béton, et donnant le tassement en fonction du rapport de la charge réelle à la charge de rupture. Les lignes pointillées montrent la variation probable autour de cette moyenne. L'écart est assez faible malgré que les pieux aient des diamètres compris entre 10 et 17 inches (25,4 cm et 43,2 cm) et qu'ils aient été battus dans des sables et graviers de densités différentes. On peut donc valablement considérer que, pour un coefficient donné de sécurité, le tassement d'un pieu isolé ne varie pas beaucoup avec sa dimension, ou la nature du sable. Ainsi, pour un coefficient de sécurité de 2,5 par exemple, le tassement d'un pieu battu doit être, d'après la figure 5, de 0,11 inch (2,8 mm) avec une variation probable de $\pm 0,04$ inch (1 mm). D'après la figure 6, le coefficient de sécurité d'un groupe de largeur donnée peut être trouvé pour un tassement fixé à l'avance. Si par exemple le groupe a 40 pieds (12,2 m) de largeur et si le tassement ne doit pas excéder 1,5 inches (38,1 mm), le tassement du pieu individuel ne doit pas dépasser $\frac{1,5}{10} = 0,15$ inch (3,8 mm) et le facteur de sécurité correspondant est de 2 (d'après la figure 6). De même on peut trouver les valeurs de tassement pour un groupe de pieux quelle qu'en soit la largeur connaissant le coefficient de sécurité pour les pieux isolés. La figure 6 montre les courbes pour quatre coefficients de sécurité.

Ces courbes ne sont évidemment pas très précises, mais elles donnent un ordre de grandeur du tassement à prévoir, et peuvent être prises comme base de prévision pour des fondations dans le sable. On ne pourra préciser davantage qu'en rassemblant le plus possible d'essais pour établir des courbes de rapport de tassement semblable à celle de la figure 4, mais en tenant compte de la densité relative du sable.

En conclusion, il est intéressant de noter la signification de la règle bien connue donnée par le Code de construction de Boston qui indique que la charge admissible d'un pieu est la moitié de la charge causant un tassement de 0,5 inch (12,7 mm). Cette règle correspond à un coefficient de sécurité de 2,5 (fig. 5) et la figure 6 montre que les tassements correspondants de groupes de pieux varient de 0,5 inch à 1,75 inches (12,7 mm à 44,5 mm) lorsque la largeur du groupe croît de 10 à 50 pieds (3,06 m à 15,2 m). Cet ordre de grandeur du tassement est raisonnable et montre que les règles et méthodes de raisonnement précédentes coïncident avec l'expérience pratique.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- DE BEER (E.), Settlement records of bridges founded on sand. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, 2, 111, 1948.
- BISHOP (A. W.), A new sampling tool for use in cohesionless sands below ground water level. *Geotechnique*, 1, 125, 1948.
- BISHOP (A. W.), COLLINGRIDGE (V. H.) and O'SULLIVAN (T. P.), Driving and loading tests on six pre-cast concrete piles in gravel. *Geotechnique*, 1, 49, 1948.
- BISHOP (R. F.), HILL (R.) and MOTT (N. F.), The theory of indentation and hardness tests. *Proc. Phys. Soc.*, 57, 147, 1945.
- BOONSTRA (G. C.), Pile loading tests at Zwijndrecht, Holland. *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, 1, 185, 1936.
- BUISMAN (A. S. K.), De weerstand van palpunten in sand. *De Ingenieur*, 50, 25, 1935.
- CAQUOT (A.), Equilibre des massifs à frottement interne. Gauthier-Villars, Paris, 1934.
- CUMMINGS (A. E.), Dynamic pile driving formulas. *J. Boston Soc. C. E.*, 27, 6, 1940.
- DELFT LAB. SOIL MECHANICS, The predetermination of the required length and the prediction of the toe resistance of piles. *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, 1, 181, 1936.
- FABER (O.), A new piling formula. *J. Inst. C. E.*, 28, 5.
- FEAGIN (L. B.), Performance of pile foundations of navigation locks and dams on the upper Mississippi River. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, 4, 98, 1948.
- FRANK (C.), The carrying capacity of piles as computed from pile loading and pulling tests. *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, 1, 173, 1936.
- FRANK (C.), The bearing capacity of piles as derived from deep soundings loading tests and formulae. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, 4, 118, 1948.
- GLANVILLE (W. H.), GRIME (G.), FOX (E. N.) and DAVIES (W. W.), An investigation of the stresses in reinforced concrete piles during driving. *Building Research Tech. Paper*, No. 20, H. M. S. O., 1938.
- GOODE (T. B.), Undisturbed sand sampling below the water table. *Waterways Expt. Station Bulletin*. No. 35, Vicksburg, 1950.
- HANSEN (J. B.), Simple statical computation of permissible pile loads. *Christiani and Nielsen Post*, No. 13 (May), p. 14, 1951.
- HILEY (A.), Pile-driving calculations with notes on driving forces and ground resistance. *Struct. Eng.*, 8, 246, 1930.
- HUIZINGA (T. K.), Application of results of deep penetration tests to foundation piles. *Proc. Building Res. Cong.*, 1, 173.
- KERISEL (J. L.), La force portante des pieux. *Ann. Ponts et Chaussées*, 109, 579, 1939.
- MEYERHOF (G. G.), The bearing capacity of sand. Ph. D. Thesis (Faculty of Eng.) University of London, 1950.
- PLANTEMA (G.), Results of a special loading test on a reinforced concrete pile. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, 4, 112, 1948 a.
- PLANTEMA (G.), The occurrence of hydrodynamic stresses in pore water in sand layers during the driving of piles. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, 4, 127, 1948 b.
- PRESS (H.), Baugrundprobelastungen, ihre Auswertung und die an den Bauwerken gemessenen Setzungen. *Bautech.*, 10, 391, 1932.
- PRESS (H.), Einige Probelastungen von Eisenbeton Ramm- und Bohrpfehlen. *Bauing*, 14, 476, 1933.
- REISSNER (H.), Zum Eiddruckproblem. *Proc. 1st Int. Conf. App. Mech.* (Delft), 1934.
- SKEMPTON (A. W.), Discussion on paper by Faber (*loc. cit.*), 1947.
- SKEMPTON (A. W.), The bearing capacity of clays. *Proc. Building Res. Cong.*, 1, 180, 1951.
- TERZAGHI (K.), The actual factor of safety in foundations. *Struct. Eng.*, 13, 126, 1935.
- TERZAGHI (K.), Theoretical soil mechanics. John Wiley, New York, 1943.
- TERZAGHI (K.), The influence of modern soil studies on the design and construction of foundations. *Proc. Building Res. Cong.*, 1, 1939, 1951.
- TERZAGHI (K.) and PECK (R. B.), Soil mechanics in engineering practice. John Wiley, New-York, 1948.
- VARGAS (M.), Building settlement observations in Sao Paulo. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.*, 4, 13, 1948.

DISCUSSION

Le président remercie l'auteur et le traducteur de cette intéressante communication. Celle-ci comporte trois parties :

1^o Utilisation de la méthode hollandaise de détermination de la force portante. Cette méthode semble la meilleure car elle se rapproche le plus de la réalité.

2^o Théorie de la résistance en pointe et du frottement latéral étendue à trois dimensions.

3^o Liaison entre les tassements d'un pieu et d'un groupe de pieux.

Il sera heureux d'avoir communication du texte de cette conférence pour la lire avec attention.

M. MAYER est surpris de la proportion admise par M. SKEMPTON entre la résistance à la pointe et le frottement latéral. Les essais du laboratoire, dont M. HABIB rendra compte ont donné une proportion toute différente, tout au moins dans le sable.

M. GÉUZE demande les dimensions des pieux d'essais. M. SKEMPTON fait connaître qu'à l'Imperial College les diamètres étaient de 5/16 et 1/2 de pouce (7,9 mm et 12,7 mm), à la Building Research Station ils étaient de 0,5 et 1 pouce (12,7 mm et 25,4 mm).

Le rapport de la fiche au diamètre a atteint 44.

Le Président conclut en soulignant l'intérêt de la communication.

DÉTERMINATION DE LA CHARGE PORTANTE DE PIEUX EN BÉTON ARMÉ AU PORT PÉTROLIER D'ANVERS

Par J. VERDEYEN,

Vice-Président du Groupement belge de la Mécanique des Sols.

On construit actuellement aux environs du bassin du port pétrolier d'Anvers une importante raffinerie dénommée « Benelux Refinery ».

Pour déterminer le système de fondation le mieux approprié, une étude très détaillée du sol a été faite sur le terrain où devait s'ériger la raffinerie. Trente-trois sondages avec prélèvements d'échantillons intacts et trente-trois essais de pénétration ont montré que les fondations devaient s'exécuter au moyen de pieux en béton armé préparés d'avance et battus dans le sol.

Les essais de pénétration ont permis de déterminer la longueur et la charge portante des pieux mais il fut néanmoins décidé de procéder à des essais sur deux pieux. On trouve ci-dessous le résultat de ces essais et les conclusions que l'on a pu en tirer.

A. — PREMIER ESSAI

Le pieu d'essai a été battu dans la région des sondages 9, 11 et 12 dont on trouve une coupe correspondante ainsi que les diagrammes résultant des essais de pénétration aux figures 1, 2, 3, 4 et 5.

Le pieu d'une section carrée de 35 x 35 cm et d'une longueur de 18 m a été battu au moyen d'un mouton dont le poids est de 4 t, avec une hauteur de chute de 1 m et intercalation d'un casque de 0,900 t. Le module d'élasticité du pieu, calculé au moyen de mesures faites sur les comparateurs placés pendant l'essai, est en moyenne de 330 000 kg/cm².

Tant pendant les manipulations que pendant le battage, le pieu s'est parfaitement comporté. Aucune fissure ni aucun effritement dû aux coups du mouton n'a été constaté.

Le pieu à essayer a été battu jusqu'à la cote — 10,00 m environ. Sa pointe se trouve alors dans le sable vert coquillier dont la résistance à la pointe, mesurée avec l'appareil de pénétration en profondeur, est supérieure à 300 kg/cm².

Vers la cote — 8,90 m, la pointe a pénétré dans le sable coquillier dont la résistance à la pointe, mesurée à l'appareil de pénétration en profondeur, est supérieure à 200 kg/cm².

Lors du battage, on a constaté que l'enfoncement du pieu dans la couche de tourbe et dans les premières couches de sable est considérable.

1° Essai de battage.

Le graphique du battage, qui avait été dressé, montrait :

a) Qu'à partir de la cote — 8,90 m, l'enfoncement du pieu sous chaque coup de mouton diminue appréciablement. Le refus absolu par coup vaut environ 0,27 cm, alors que le refus élastique est de 1,2 cm.

Dans ces conditions, l'application des formules de battage donne, avec les notations suivantes :

- R_d résistance dynamique du pieu;
- Ω section du pieu;
- E module d'élasticité du pieu;
- l longueur du pieu;
- e refus absolu;
- e_1 refus élastique;
- M poids du mouton;
- P poids du pieu;
- h hauteur de chute du mouton;
- ρ coefficient de restitution;
- s coefficient de sécurité.

RÉSUMÉ

On construit actuellement aux environs du bassin du port pétrolier d'Anvers une importante raffinerie dénommée « Benelux Refinery ».

Pour déterminer le système de fondation le mieux approprié, une étude très détaillée du sol a été faite sur le terrain où devait s'ériger la raffinerie. Trente-trois sondages avec prélèvements d'échantillons intacts et trente-trois essais de pénétration ont montré que les fondations devaient s'exécuter au moyen de pieux en béton armé préparés d'avance et battus dans le sol.

Les essais de pénétration ont permis de déterminer la longueur et la charge portante des pieux, mais il fut néanmoins décidé de procéder à des essais sur deux pieux.

Les mesures faites pendant les essais de battage et les essais de mise en charge montrent une très bonne correspondance entre l'interprétation que l'on peut faire des essais de pénétration et les charges portantes admissibles.

SUMMARY

In the vicinity of the Antwerp docks, a large refinery named « Benelux Refinery » is now in course of building.

In order to determine the most efficient system of foundations a very detailed study was made on the site where the refinery was to be erected. Thirty-three borings with collection of undisturbed samples and thirty-three deep penetration tests showed that the foundations had to be carried out by means of reinforced concrete piles, precast and driven into the earth.

The deep penetration tests allowed the determination of the length and the bearing capacity of piles; but nevertheless it was decided to submit two piles to tests.

The measurements taken during the driving and the loading tests show a very good agreement between the permissible loads and the possible interpretation of the penetration tests.

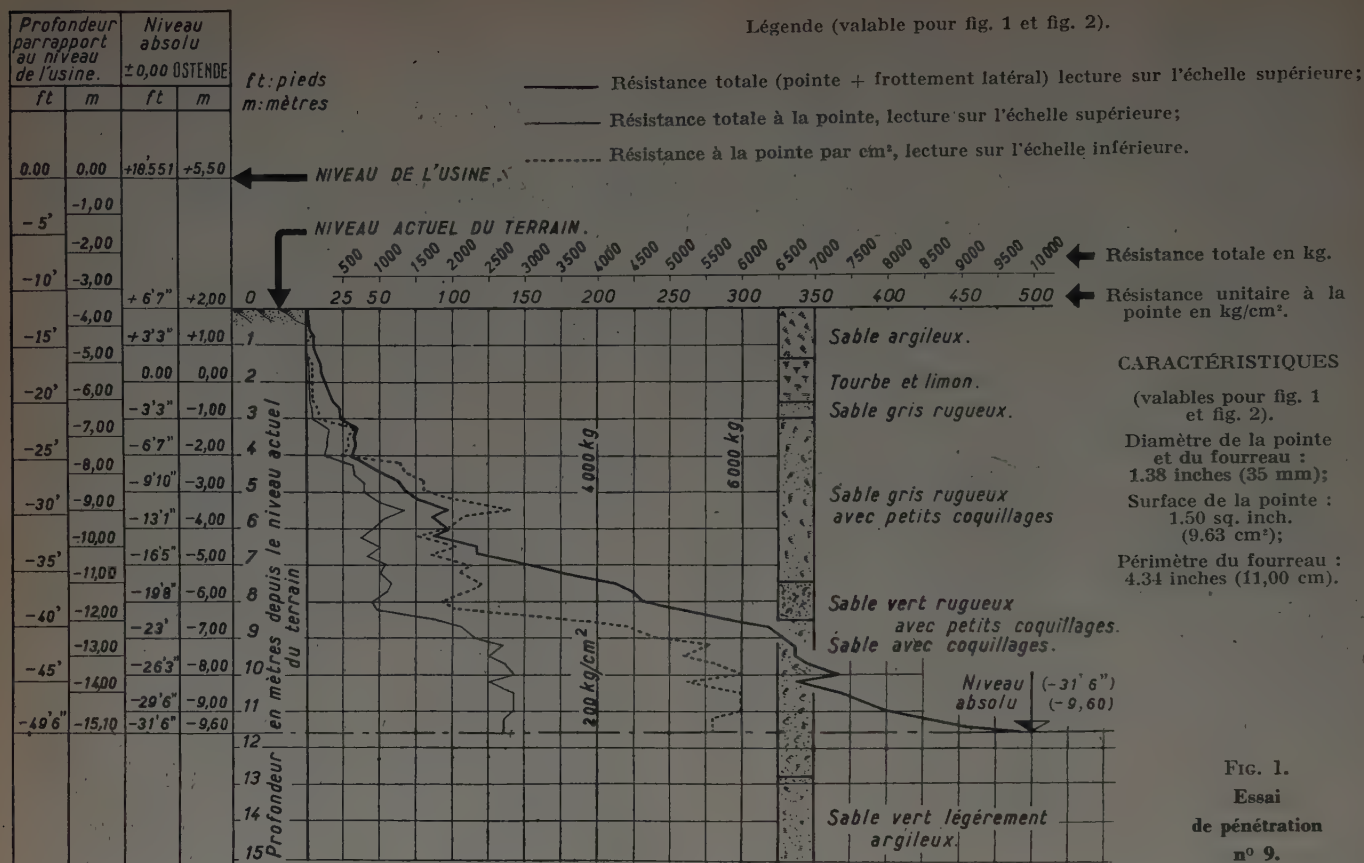


FIG. 1.
Essai
de pénétration
n° 9.

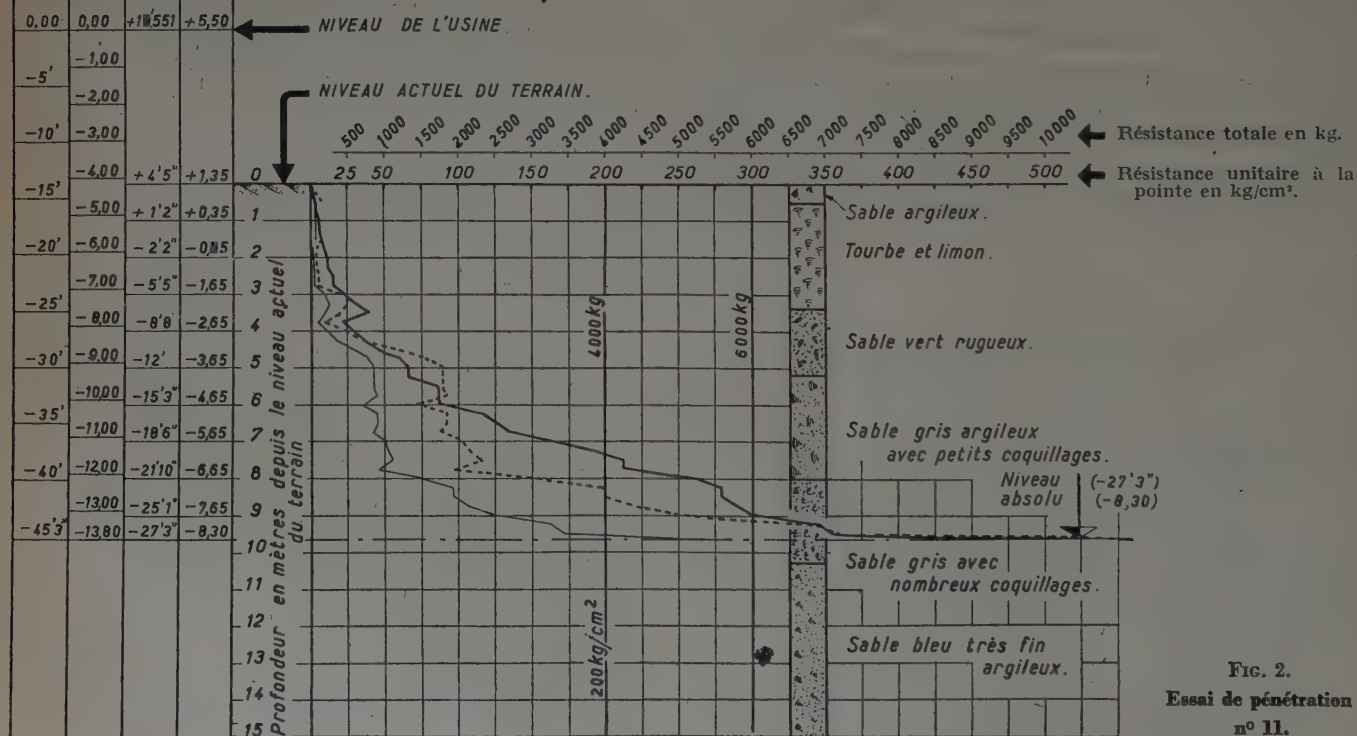


FIG. 2.
Essai de pénétration
n° 11.

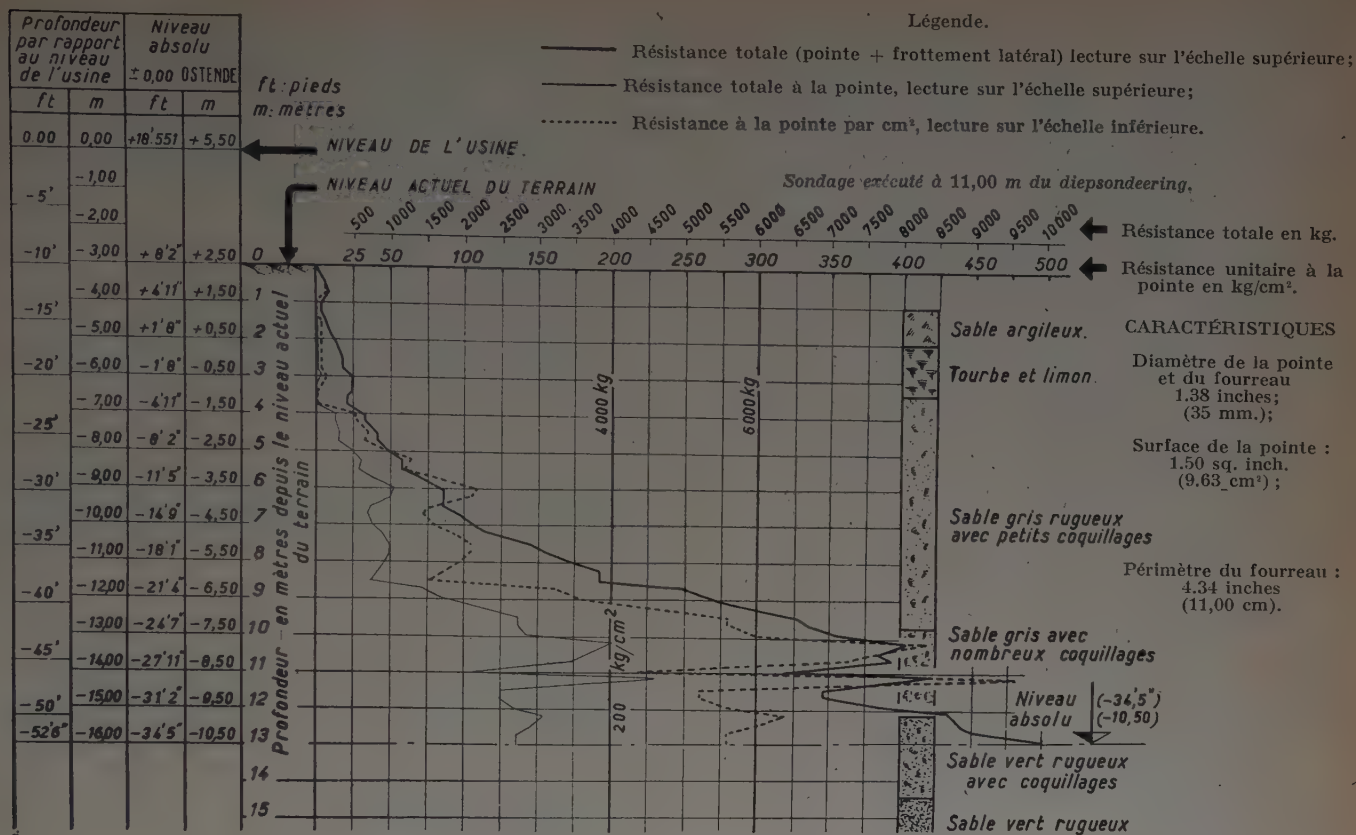


FIG. 3. — Essai de pénétration n° 12.

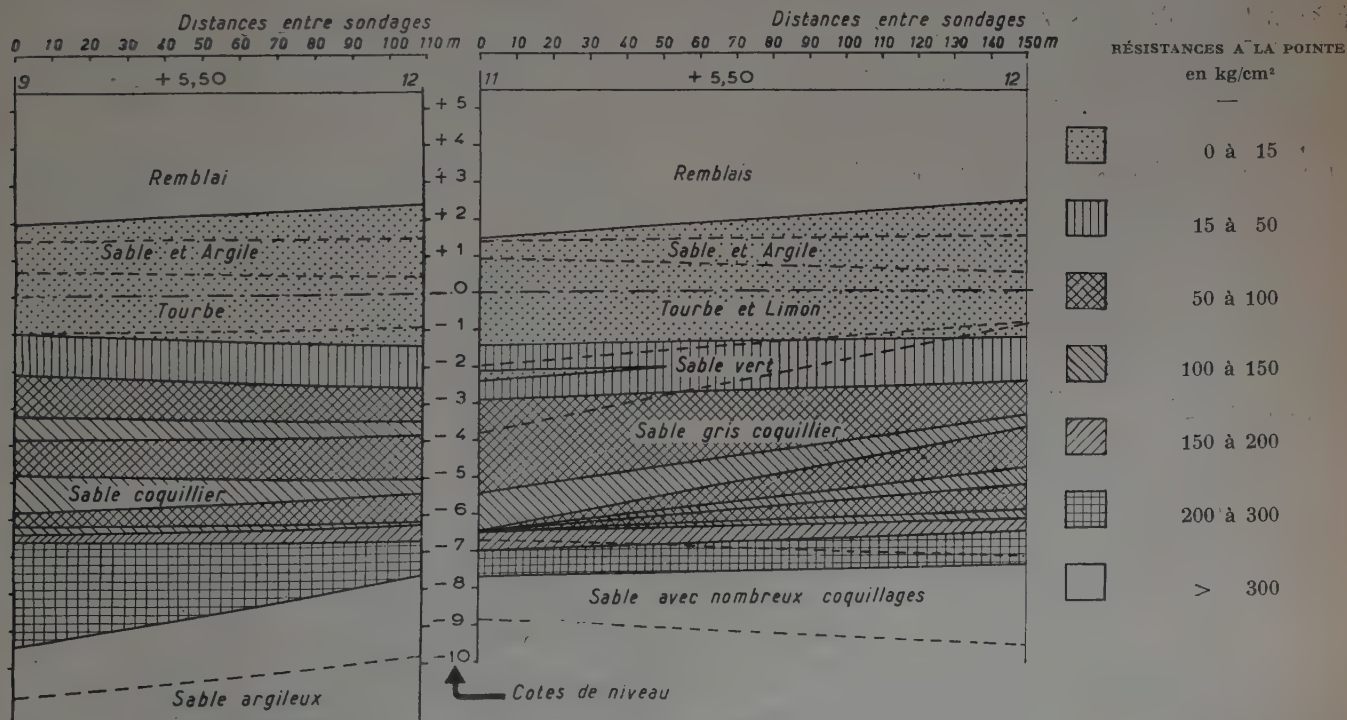


FIG. 4 et 5. — Coupes au droit des sondages 9, 11 et 12.

Formule générale :

$$R_d = \frac{QE}{l} \left[- (e + e_1) + \sqrt{(e + e_1)^2 + \frac{2IM(M + \rho^2 P)h}{E(M + P)}} \right]$$

$s = 2$ Charge portante du pieu 61,60 t

Formule de Redtenbacher :

$$R_d = \frac{QE}{l} \left[- e + \sqrt{e^2 + \frac{2IM^2h}{E(M + P)}} \right]$$

$s = 4$ Charge portante du pieu 52,5 t

Formule de Hiley :

$$R_1 = N \cdot \frac{Mh}{e + e_1} \times \frac{M + \rho^2 P}{M + P} \quad N = 0,7$$

$s = 2$ Charge portante du pieu 52 t

Formule de Crandall-Sprenger :

$$R = N \frac{M^2 h}{(M + P)(e + e_1)} \quad N = 0,5$$

$s = 1$ Charge portante du pieu 52,25 t

b) Qu'à la cote — 10,00 m, le refus absolu par coup vaut environ 0,1 cm.

Dans ces conditions, l'application des formules de battage donne :

Formule générale, charge portante du pieu.	64,0 t
Formule de Redtenbacher, charge portante du pieu	60,60 t
Formule de Hiley, charge portante du pieu ..	53,8 t
Formule de Crandall-Sprenger, charge portante du pieu	55 t

Conclusions.

Ce qui précède montre qu'à partir de la profondeur de — 8,90 m et d'un refus absolu de 0,27 cm par coup, on peut tabler sur une charge portante du pieu voisine de 55 t.

Lorsque les pieux sont battus à la profondeur — 10,00 et que le refus absolu atteint 0,1 cm par coup, on peut tabler sur une charge portante d'environ 60 t.

2° Essai de charge sur le pieu.

L'essai de charge a été mené conformément à un programme établi d'accord avec l'entrepreneur. Les mesures faites pendant l'essai peuvent se résumer de la façon suivante :

Les affaissements absolus de la tête du pieu, qui sont égaux à la somme des composantes suivantes : raccourcissement élastique du pieu, déformation élastique de l'ensemble sol et pieu, déformation permanente de l'ensemble sol et pieu, enfoncement de la pointe du pieu dans le sol, déformation de flexion du pieu ont été trouvés égaux à :

Pour une charge de 20 t (moitié de la charge de service admise).	0,575 mm
Pour une charge de 30 t	0,810 mm
Pour une charge de 40 t (charge de service admise, maintenue pendant 24 h)	1,150 mm
Pour une charge de 50 t	1,370 mm
Pour une charge de 60 t	1,660 mm
Pour une charge de 80 t (double de la charge de service admise, maintenue pendant 24 h)	2,450 mm

Les affaissements relatifs de la tête du pieu par rapport au sol qui correspondent à la somme des composantes suivantes : raccourcissement élastique du pieu et enfoncement de la pointe, ont été trouvés égaux à :

Pour une charge de 20 t (moitié de la charge de service admise).	0,270 mm
Pour une charge de 30 t	0,530 mm
Pour une charge de 40 t (charge de service admise, maintenue pendant 24 h)	0,650 mm
Pour une charge de 50 t	0,750 mm
Pour une charge de 60 t	0,800 mm
Pour une charge de 80 t (double de la charge de service admise, maintenue pendant 24 h)	1,450 mm

Déchargement du pieu.

Après déchargement complet, le pieu est remonté de 2,34 mm ce qui signifie que l'enfoncement permanent est de 0,11 mm. La remontée par rapport au sol a été de 1,02 mm, ce qui signifie que le raccourcissement élastique du pieu a atteint 1,43 mm.

Rechargement du pieu.

Après le déchargement, le pieu a été remis progressivement en charge, jusqu'à être sollicité par une force totale de 136 t. Après 14 heures, l'affaissement absolu de la tête du pieu a atteint 4,13 mm alors que l'affaissement relatif de la tête du pieu par rapport au sol est de 2,84 mm.

Conclusions.

On constate que même sous la charge maximum atteinte de 136 t la rupture du sol n'a pas été obtenue et qu'en conséquence, si l'on charge le pieu à 40 t, le coefficient de sécurité se révèle voisin de 3,4 alors que si le pieu est chargé à 60 t ce coefficient est de 2,26.

3° Conclusions générales.

Il résulte des essais de battage et de l'essai de chargement du pieu :

1° Que les pieux doivent être battus au moins de 1 m dans le sable coquillier;

2° Que la pointe des pieux doit se trouver dans des couches de sol dont la résistance à la pointe, mesurée avec l'appareil de pénétration en profondeur, atteint au moins 200 kg/cm²;

3° Que le refus absolu des pieux doit être égal à 0,27 cm;

4° Dans ces conditions, les pieux peuvent, avec un coefficient de sécurité supérieur à 2,25, porter 60 t. Si on décide de ne faire porter au pieu que 40 t, le coefficient de sécurité sera voisin de 3;

5° Ce qui précède signifie que, dans le cas particulier du pieu d'essai, sa pointe aurait pu être battue jusqu'à la cote — 8,90 m.

Si l'on décide de faire porter aux pieux 60 t, on devra obtenir un refus absolu de 1 mm et les battre jusqu'à la cote — 10,00 environ, c'est-à-dire dans les couches dont la résistance à la pointe, déterminée par l'appareil de pénétration, est voisine de 300 kg/cm². Dans ce cas, le coefficient de sécurité sera voisin de 2,25.

B. — DEUXIÈME ESSAI

Le deuxième pieu d'essai a été battu au voisinage immédiat du sondage n° 9 dont la coupe est donnée par la figure 4. Comme lors du premier essai, le pieu s'est parfaitement comporté, tant pendant les manipulations que pendant le battage.

Le pieu à essayer a été battu jusqu'à la cote — 6,70. Sa pointe se trouve alors à la partie supérieure du sable avec coquillages, qui s'étend de — 6,50 à — 10,80 et dont la résistance à la pointe, mesurée avec l'appareil de pénétration en profondeur, est supérieure à 200 kg/cm².

1^o Essai de battage.

Le graphique du battage, qui avait été dressé, montrait :

a) Que pour les derniers coups, le refus du pieu aux environs de la cote — 6,70 était de 1,1 cm par coups alors que le refus élastique était de 0,8 cm.

Dans ces conditions, l'application des formules de battage donne :

Formule générale, charge portante du pieu.....	53,9 t
Formule de Redtenbacher, charge portante du pieu.....	32 t
Formule de Hiley, charge portante du pieu.....	35,5 t
Formule de Crandall-Sprenger, charge portante du pieu.....	43 t

Conclusions.

Ce qui précède montre qu'à partir de la profondeur — 6,70 et d'un refus absolu de 1,1 cm par coup, on peut tabler sur une charge portante du pieu voisine de 40 t.

2^o Essai de charge à la cote — 6,70.

Les mesures faites pendant l'essai peuvent se résumer de la façon suivante :

Les affaissements absolus de la tête du pieu, qui sont égaux à la somme des composantes suivantes : raccourcissement élastique du pieu, déformation élastique de l'ensemble sol et pieu, déformation permanente de l'ensemble sol et pieu, enfoncement de la pointe du pieu dans le sol, déformation de flexion du pieu, ont été trouvés égaux à :

Pour une charge de 15 t (moitié de la charge de service admise).	0,022 mm
Pour une charge de 30 t (charge de service admise)	0,218 mm
Pour une charge de 45 t.....	1,102 mm
Pour une charge de 60 t (double de la charge de service admise).	2,542 mm
Pour une charge de 70 t (maintenue pendant 24 h)	3,524 mm

Les affaissements relatifs de la tête du pieu par rapport au sol, qui correspondent à la somme des composantes suivantes : raccourcissement élastique du pieu et enfoncement de la pointe, ont été trouvés égaux à :

Pour une charge de 15 t (moitié de la charge de service admise).	0,012 mm
Pour une charge de 30 t (charge de service admise)	0,332 mm
Pour une charge de 45 t.....	1,065 mm
Pour une charge de 60 t (double de la charge de service admise).	2,240 mm
Pour la charge de 70 t (maintenue pendant 24 h)	3,355 mm

Conclusions.

On constate que sous la charge maximum atteinte de 70 t la rupture du sol ne fut pas obtenue et qu'en conséquence, le pieu pourra supporter une charge de 30 t avec un coefficient de sécurité supérieur à 2,3.

3^o Essai de charge à la cote — 7,70.

Le pieu fut ensuite battu jusqu'à la cote — 7,70. Les mesures faites pendant l'essai peuvent se résumer de la façon suivante :

Les affaissements absolus de la tête du pieu sont égaux à :

Pour une charge de 10 t maintenue pendant 30 mn (1/4 de la charge de service admise)	0,249 mm
Pour une charge de 20 t maintenue pendant 30 mn (moitié de la charge de service admise) ..	0,483 mm
Pour une charge de 30 t maintenue pendant 30 mn (3/4 de la charge de service admise)	0,889 mm
Pour une charge de 40 t maintenue pendant 30 mn (charge de service admise)	1,263 mm
Pour une charge de 50 t maintenue pendant 30 mn (1 1/4 de la charge de service admise) ..	1,698 mm
Pour une charge de 60 t maintenue pendant 2 h (1 1/2 de la charge de service admise)	2,149 mm
Pour une charge de 80 t maintenue pendant 2 h (double de la charge de service admise) ..	2,984 mm
Pour une charge de 90 t maintenue pendant 2 h (double de la charge de service admise + 10 t, surcharge supposée, provoquée par le frottement négatif).....	3,429 mm

Les affaissements relatifs de la tête du pieu par rapport au sol valent :

Pour une charge de 10 t	0,072 mm
Pour une charge de 20 t	0,224 mm
Pour une charge de 30 t	0,450 mm
Pour une charge de 40 t	0,719 mm
Pour une charge de 50 t	0,785 mm
Pour une charge de 60 t	1,017 mm
Pour une charge de 80 t	1,684 mm
Pour une charge de 90 t	2,035 mm

L'essai a été ensuite poursuivi jusqu'à une charge de 130 t.

Les mesures faites pendant cet essai peuvent se résumer de la façon suivante :

Pour la charge de 90 t maintenue pendant 10 h	3,806 mm
---	----------

On a ensuite déchargé, progressivement, le pieu et on a constaté les remontées suivantes :

Pour une charge de 97,50 t après 1 h	0,895 mm
Pour une charge de 65 t après 1 h	1,616 mm
Pour une charge de 32,500 t après 1 h	3,775 mm
Pour une charge de 16,25 t après 1 h	5,150 mm
Pour une charge nulle après 20 h la remontée a atteint	8,432 mm

On remarque que cette remontée est supérieure à l'enfoncement maximum constaté lors de la mise en charge. Il est probable que ce fait provient de ce que la charge était supportée par des appuis placés sur le sol et que ceux-ci se sont affaissés par rapport au pieu.

On a ensuite chargé, progressivement, en 2 heures le pieu jusqu'à 130 t. Pour cette charge, maintenue pendant 6 heures l'affaissement a atteint 5,919 mm.

Conclusions.

On constate que même sous la charge maximum atteinte de 130 t, la rupture du sol n'a pas été obtenue et qu'en conséquence, si l'on charge le pieu à 40 t, le coefficient de sécurité se révèle voisin de 3,3.

4^o Conclusions générales.

Il résulte des essais de battage et des essais de chargement du pieu :

1^o Que les pieux battus à la cote 6,70 peuvent porter avec une sécurité supérieure à 2,3 une charge de 30 t.

2^o Que le pieu battu à la cote — 7,70 peut porter avec une sécurité supérieure à 3,3 une charge de 40 t.

On constate d'autre part que pour les deux essais, il y a une bonne correspondance entre l'interprétation des essais de pénétration en profondeur et les essais de battage et de chargement des pieux.

DISCUSSION

LE PRÉSIDENT. — Nous remercions M. VERDEYEN de son intéressante communication. Il nous a donné la même conclusion que M. SKEMPTON au sujet du procédé hollandais : c'est un essai logique.

M. MEYERHOF. — Nous avons fait à Londres des essais de chargement direct. L'essai a donné une charge portante de 300 t alors que les formules de battage ne donnaient que 150 t. La couche de sable était très résistante.

On a également étudié le tassement d'une fondation sur pieux de 45 pieds sur 90 (13,72 m sur 27,44 m). Le facteur de sécurité était de 5. La charge était de 50 t, par pieu et la force portante théorique 300 t. Le tassement a été douze fois celui observé sur le pieu simple. Ceci est une confirmation intéressante des courbes de M. SKEMPTON qui donnaient un rapport de 10. L'angle de frottement interne mesuré au triaxial était de 42°.

Les résultats de cette étude seront présentés à la prochaine conférence internationale en Suisse.

M. LAZARD. — Dans les essais qui font l'objet de cette conférence on a déterminé la résistance à l'enfoncement d'un pieu à un niveau donné sans se préoccuper de la surface d'appui; or d'après nos observations cette résistance serait fonction du diamètre du pieu; c'est ce qu'ont aussi montré les essais de MM. RAMLOT et VANDEPERRE.

M. VERDEYEN. — La section du pénétromètre est de 10 cm². Nos essais ont indiqué que l'influence de la section du pieu était minime.

M. MEUNIER. — Quel est le coefficient de sécurité utilisé pour la charge portante des pieux par rapport aux résultats de l'appareil de pénétration ?

M. VERDEYEN. — Le coefficient de sécurité adopté est, en général, de 5.

UN AUDITEUR. — Le terrain naturel avait-il été chargé par une couche de remblai ce qui aurait eu pour effet d'accroître sa résistance ?

M. VERDEYEN. — Oui, mais cela pouvait donner lieu à des frottements négatifs.

M. SKEMPTON. — A-t-on fait également des essais sur échantillons intacts ?

M. VERDEYEN. — On a fait seulement des essais oedométriques parce qu'au début, on envisageait une fondation sur radier. On n'a pas fait d'essais triaxiaux. L'angle de frottement interne a été déduit des essais de pénétration à l'aide des formules de M. CAQUOT.

DE JOSSELIN DE JONG. — A-t-on tenu compte du frottement latéral ?

M. VERDEYEN. — On a extrapolé les résultats de l'essai de pénétration.

MÉTHODE DE CONTROLE DU BATTAGE DES PIEUX PAR FILM

Par M. BUISSON,

Ingénieur E. P., Ingénieur-Docteur, Directeur du Service de Contrôle des Constructions Immobilières au Bureau Véritas.
Secrétaire général du Comité Français de la Mécanique des Sols.

Le battage est une opération qui, toute simple qu'elle soit, soulève beaucoup de questions. Sans doute le battage est-il une des plus anciennes opérations des constructeurs. On pourrait donc penser que tout a été dit, et qu'on vient trop tard. Il n'en est rien. Le fait est que, malgré qu'il ait été utilisé depuis plus de vingt siècles, nombreux sont les problèmes qui se posent et qui n'ont pas encore été résolus d'une façon complètement satisfaisante. Nous savons tous qu'à la vérité, il existe autant de problèmes de battage que de sols et que de constructions à établir. Sans doute, l'homme ayant eu besoin d'établir un critère de résistance, les formules de battage ont-elles été établies depuis longtemps. Elles ont rendu et elles rendent encore de grands services, mais la nécessité de construire plus économiquement rend obligatoire une analyse complète, de façon à éliminer systématiquement les facteurs parasites. De nombreux chercheurs se sont penchés et se penchent encore sur ces problèmes. Votre présence dans cette salle en est une preuve tangible.

Les formules de battage comportent on le sait un coefficient de sécurité. Mais pour chaque formule, ce coefficient a été établi statistiquement, pour ne pas dire empiriquement, et personne n'est capable de dire comment il peut être décomposé. À la vérité, si le coefficient de sécurité à la rupture est évalué, comme on a tendance à le faire en France, à 28/100 de la résistance finale du pieu, il existe déjà une belle marge entre ce coefficient et celui de 1/6 généralement adopté lorsqu'on emploie la formule des Hollandais

$$R = \frac{M^2 h}{e(M + P)}$$

Cette formule est encore employée à l'heure actuelle, du fait de sa simplicité bien qu'elle ne tienne pas compte du refus élastique. D'autre part, les mesures de refus élastique sont quelquefois contestées. Normalement, d'après les essais effectués par de nombreux expérimentateurs, il semblerait qu'un coefficient

compris entre 1/3 et 1/4,5 soit suffisant (pourvu que les conditions de tassement, indépendantes de celles de la sécurité proprement dite, soient respectées). Le coefficient du dénominateur passe donc de 3 à 6 pour tenir compte, dans le cas du battage, de la non concordance entre la résistance statique et la résistance dynamique, et pour tenir compte aussi du fait que les conditions théoriques d'établissement des formules de battage ne sont que rarement réalisées. Celles-ci supposent essentiellement que la chute du mouton soit libre et que le choc se produise sans l'interposition d'un amortisseur (faux pieu et casque). Or, la chute du mouton est en général ralentie : 1° Par le frottement sur les jumelles — en pratique ce frottement est très faible — mais on doit le vérifier, et notamment lorsque les pieux battus sont inclinés; 2° elle l'est surtout dans le cas des moutons à vapeur, soit par une évacuation insuffisamment rapide de la vapeur, soit par une manœuvre défectueuse. Dans le cas des moutons à treuil, elle l'est par le frottement de rotation et la résistance au déroulement du câble. (En général il est rare de constater une réduction de vitesse supérieure à 10 % dans ce cas.) Mais en matière de mouton à vapeur, nous avons constaté que dans certains cas la réduction de vitesse atteignait 50 %, et que, dans la plupart des cas, elle est de 15 à 20 %. Si v est la vitesse de chute libre, on sait que $v = \sqrt{2gh}$, h étant la hauteur de chute du mouton et g l'accélération de la pesanteur. Si v' est la vitesse de chute observée, tout se passe comme si la hauteur de chute était seulement de $v'^2/2g$. Par conséquent l'efficacité du mouton varie comme v'^2 . Dans la plupart des cas où $v' = 0,85 v$, la hauteur réelle de chute est donc de $0,85^2$ la hauteur mesurée, soit 0,72 de cette hauteur; elle n'est plus que de 0,25 de cette hauteur lorsque la vitesse observée n'est que de la moitié de la vitesse théorique.

Il est bien évident que, dans le cas où la réduction est de 50 %, il ne reste plus aucune marge pour la non concordance entre la résistance statique et la résistance dynamique pour que le coefficient de sécurité soit de 3 avec le coefficient 1/6 à la formule. En

RÉSUMÉ

Dans la première partie de sa communication, l'auteur montre que les films cinématographiques des battages donnent des renseignements précieux en ce qui concerne la détermination de l'efficacité des moutons, spécialement lorsqu'ils sont à vapeur. Ils permettent également de se rendre compte des rebondissements éventuels du mouton et même de mesurer les refus élastique et plastique.

Dans la seconde partie, l'auteur indique que depuis 1950, deux entreprises françaises se sont consacrées aux sondages par pénétration. Une entreprise utilise l'appareil hollandais, mais modifié de façon à permettre le carottage et le battage; la seconde utilise un appareil permettant l'enfoncement et la mesure simultanée des résistances de pointe et de frottement.

De nombreux sondages ont été exécutés et ont déjà rendu les plus importants services dans la reconstruction française.

SUMMARY

In the first part of his paper, the author shows that the motion pictures of pile driving operations give valuable information for the determination of the efficacy of rams, especially when these are steam operated. They also permit to consider the possible rebound of the ram and even to measure elastic and plastic refusals.

In the second part, the author points out that since 1950, two french firms are developing penetration boring. One firm is using dutch apparatus, but modified so as to permit core extraction and driving; the second is using an apparatus permitting simultaneously the driving of the pile and the measurement of resistance at pile toe and friction.

Numerous borings have been made, which have already rendered great services in the work of french reconstruction.

ce qui concerne la correspondance entre les deux résistances, M. CHAPON vous montrera que dans un grand nombre de cas (sols sableux, calcaires), il nous a été possible de montrer que le rapport S/D de la résistance statique à la résistance dynamique est de 1 environ, dans le cas des appareils de pénétration de faible diamètre pour un refus supérieur à 2,5 mm par coup de mouton. Ce rapport peut tomber à 0,5, et moins, dans le cas d'argile, la résistance dynamique étant évaluée au moyen de la formule des Hollandais sans coefficient de sécurité. Il est bien clair, dans ces conditions, que cette formule utilisée généralement en France avec le coefficient 1/6, permet d'escompter encore un coefficient de sécurité de 3 lorsqu'on utilise un mouton dont le facteur d'utilisation est 1 et un rapport S/D = 0,5. Mais dans le cas où le facteur d'utilisation du mouton est réduit (et il est rarement supérieur à 0,7 à 0,8), il n'en est pas de même. Avec un facteur d'utilisation de 0,5 et un rapport S/D = 0,7, ou réciproquement, le coefficient de sécurité réel n'est plus que de 2 environ avec le coefficient 1/6 à la formule (à supposer que le terrain ne s'améliore pas entre le battage et le chargement, ce qui se produit heureusement assez souvent dans le cas de sols argileux). D'où l'intérêt, d'une part, de la mesure de l'efficacité du mouton, d'autre part, de la comparaison, par l'appareil de pénétration, entre la résistance statique et la résistance dynamique ⁽¹⁾. La première mesure fait seule partie de ma communication, la seconde étant réservée à celle de M. CHAPON.

La méthode employée jusqu'à ce jour est le film enregistrant la chute du mouton. Elle est relativement simple, mais est relativement coûteuse. Pour cette raison, nous envisageons de la remplacer par une autre méthode plus simple mais dont il est prématuré de parler jusqu'à ce qu'elle soit mise au point.

La méthode actuelle permet, d'autre part, de mesurer :

1° Le refus élastique; 2° le refus plastique; 3° le rebondissement éventuel du mouton, qui est une forme de l'énergie perdue.

Le matériel consiste surtout en une mire permettant les mesures d'une précision suffisante. Il faut qu'elle soit bien lisible et fixe. Dans les derniers films, nous avons utilisé un métronome pour

contrôler le nombre d'images prises par seconde. En général, le nombre d'images est de 47-48 par seconde, ce qui permet pratiquement d'étudier les phénomènes. L'expérience prouve que la projection image par image constitue la meilleure méthode pour procéder aux mesures. Elle paraît préférable à l'examen à la loupe ou au microscope. Il est, en principe, nécessaire de procéder à une petite correction de parallaxe si la mire n'est pas sur le même plan que le mouton lui-même. Cette correction reste le plus souvent négligeable, la distance de l'objectif au mouton, 5 à 6 m, étant grande par rapport à celle du mouton à l'écran portant l'échelle de graduation (qui est de l'ordre de 15 à 20 cm). La précision est limitée par le fait que le déplacement du mouton n'est pas négligeable pendant la prise de l'image. Il y a donc intérêt à ce que l'ouverture et la fermeture du diaphragme se fassent très rapidement.

Il ne paraît guère possible de dépasser la précision du millimètre, en se servant toujours de la frange inférieure.

Dans ces conditions, il est possible de tracer la courbe de chute du mouton en fonction du temps, et par conséquent d'en déduire la vitesse du mouton. Il est nécessaire de procéder à l'enregistrement avec la hauteur maximum de chute parce que dans certains cas l'accélération ne paraît pas être constante. La figure 1 montre un exemple de dépouillement. Dans le cas actuel, on voit que le mouton rebondit. Son poids était inférieur au poids du pieu.

On peut, si l'on veut enregistrer les refus statique et élastique, se borner à tracer un trait horizontal sur le pieu, en face de la mire. C'est ce qui a été fait dans le cas du film dont une séquence vous sera projetée. Cette façon de procéder ne présente pas d'intérêt général. Il est possible de tracer le trait en question à la partie supérieure du pieu, de telle façon que le mouton soit également visible. Cela est possible lorsque le casque a une faible hauteur, ce qui est toujours réalisé à l'heure actuelle, sauf dans des cas exceptionnels, et lorsqu'on contrôle le refus, opération qui comporte l'enlèvement du casque. L'enregistrement doit se faire par coups isolés, de façon à faire apparaître éventuellement le rebondissement. Par cette méthode, il a été possible d'améliorer les lumières d'échappement de certains moutons, de tenir compte des résultats obtenus en modifiant dans le sens voulu le coefficient de sécurité des formules de battage, ce qui a permis, dans certains cas, de tenir compte, en toute connaissance de cause, des différences observées entre les résistances statiques et dynamiques.

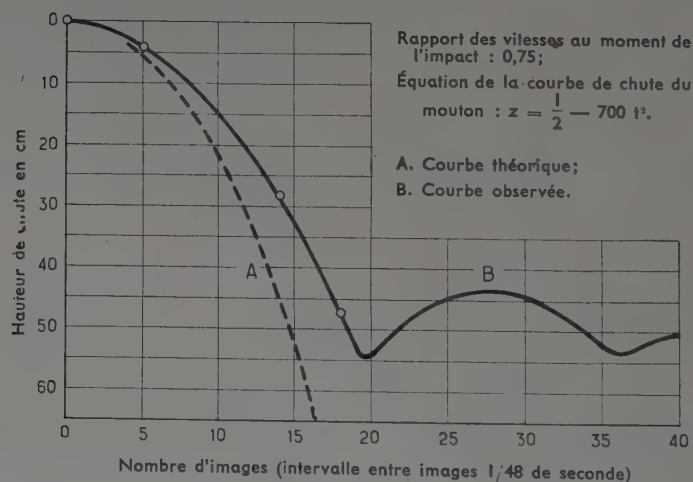


FIG. 1. — Chute du mouton en fonction du temps.

⁽¹⁾ La correction due à la présence d'un faux pieu et du casque est en général effectuée en observant les refus avec et sans engins amortisseurs en terrain homogène. Cette dernière restriction est essentielle.

APPAREILS FRANÇAIS DE PÉNÉTRATION ENSEIGNEMENTS TIRÉS DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION

Par M. BUISSON,

Ingénieur E. P., Ingénieur-Docteur, Directeur du Service de Contrôle des Constructions Immobilières au Bureau Véritas.
Secrétaire général du Comité Français de la Mécanique des Sols.

Introduction en France des appareils de pénétration pour l'étude des sols.

Les appareils de pénétration ayant rendu d'incontestables services en Hollande et en Belgique, il était important que de tels appareils fussent construits en France, et adaptés aux terrains qui y sont rencontrés. En 1949, le Ministère de la Reconstruction, sur l'instigation du Directeur des Travaux, M. KERISEL, ouvrit un concours destiné à récompenser les meilleurs projets d'appareils de pénétration. Le premier prix fut accordé au projet de la Maison Jangot-Bonneton, de Lyon, qui avait conçu un appareil permettant de mesurer simultanément la résistance de pointe et la résistance au frottement latéral, suivant un dispositif de mesure dynamométrique de la Maison Trayvou de Lyon. Le deuxième prix était accordé à la Société Solétanche, qui présentait un appareil devant donner des résultats analogues, en utilisant le système Solex (fig. 1).

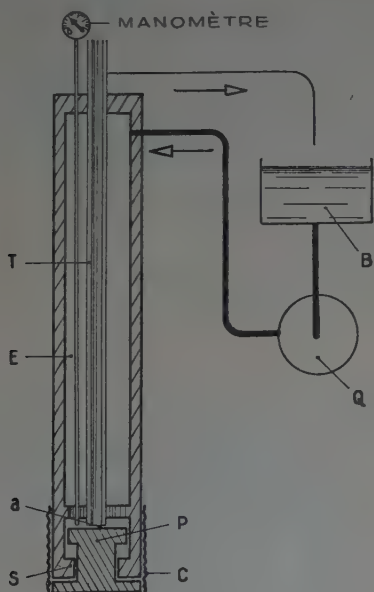


FIG. 1. — Principe de la mesure des efforts de pointe.
Appareil Solétanche.

Enfin, je rappelle que MM. FLORENTIN et l'HÉRITEAU avaient conçu un appareil utilisant les dynamomètres à corde vibrante que M. COYNE emploie dans les barrages depuis vingt ans pour mesurer les contraintes. Pour des raisons de mise au point, ces appareils ne furent pas construits immédiatement. Cependant, le besoin de tels appareils se faisait cruellement sentir dans la Reconstruction française. Sur la demande de M. KERISEL, M. HUINZINGA, alors à Delft, vint faire quelques démonstrations de l'utilisation des appareils qui avaient été présentés en 1948 à Rotterdam. Déjà un entrepreneur de sondages du Nord, M. MEURISSE, avait, sur ma demande, mis à exécution le projet de machine qu'il avait présenté au concours, mais qui ne constituait pas une solution originale puisque, pratiquement, les dispositifs étaient ceux des appareils hollandais. Or, dès que la puissance maximum est atteinte, il est pratiquement impossible de traverser des plaquettes ou des lits de sable durci ou d'écarter des blocs résistants, tous accidents que l'on rencontre souvent en France. Le

danger d'un arrêt prématuré réside dans le fait qu'en dessous se trouvent souvent des couches plastiques d'autant plus redoutables que, par raison d'économie mal comprise, le sondage par pénétration n'est malheureusement pas souvent complété en France par un sondage de reconnaissance et d'identification des couches traversées. J'avais donc été conduit tout naturellement à demander à M. MEURISSE d'organiser son matériel de façon à rendre possible la perforation par battage de ces couches en utilisant l'appareil de pénétration lui-même. Par la même occasion, cela donnait la possibilité de procéder à des comparaisons essentielles entre les résistances statique et dynamique tant au début qu'à la fin du battage, ce qui devait permettre de fixer le coefficient de la formule de battage. En première approximation, on suppose qu'il est le même pour les pieux et pour les appareils de pénétration. Il ne peut en différer beaucoup dans le cas où la résistance de pointe est prépondérante (1). Les autres cas doivent donner lieu à des vérifications par essai statique du pieu. Il est apparu très rapidement que les sondages par pénétration doivent être complétés par un forage, pour rendre intelligibles les courbes de résistance données par l'appareil, et pour vérifier la consistance du sol sous la pointe, au moment de l'arrêt de l'appareil. Cette vérification est en effet nécessaire pour la raison donnée plus haut.

Je demandai donc à M. MEURISSE de s'organiser pour que l'on puisse tout au moins identifier les couches rencontrées sans que l'on soit obligé de procéder à un forage complémentaire, ce que fit M. MEURISSE, tout au moins dans la zone pouvant être atteinte par l'appareil.

Pratiquement, un appareil de 65 mm de diamètre doit être enfoncé jusqu'au maximum de profondeur possible. A partir de là, un carottier de 40 mm de diamètre environ peut être enfoncé, en alternant avec le cône. Ce procédé ne permet pas de descendre au delà de la profondeur pour laquelle la résistance latérale dépasse 5,5 t. Si cette profondeur n'est pas suffisante, ce qui se produit dans certains cas, on doit exécuter un avant-trou par forage jusqu'à la profondeur atteinte par l'appareil dans l'opération précédente. A partir de là, on continue l'enfoncement de la pointe. Cette circonstance se produit dans les terrains argileux à forte cohésion.

Enfin, j'ai demandé à M. MEURISSE de s'organiser pour mesurer la résistance à l'arrachage, ce qu'il fit également. A l'heure actuelle, nous avons donc la possibilité de réunir en un seul appareil à peu près tout ce qui est nécessaire pour procéder à une étude complète du sol. Par la comparaison de la résistance statique et dynamique, il est possible de prévoir avec plus d'approximation le coefficient de sécurité à appliquer dans les formules de battage. La pratique de ces sondages nous a d'ailleurs montré que certaines réserves doivent être encore faites sur une application des résultats tels qu'ils sont donnés à l'heure actuelle. Mais je pense qu'il sera possible d'obtenir des renseignements encore plus complets, permettant de prévoir les résistances statiques avec une approximation encore meilleure, au moyen d'une correction qui vous sera indiquée par M. CHAPON.

Entre temps, les Établissements Jangot-Bonneton et Solétanche mirent au point leurs appareils de pénétration et ces deux entreprises m'ont affirmé récemment, à l'occasion de cette communication, qu'elles avaient pris leurs dispositions pour obtenir les résultats énoncés plus haut : traversée par battage des zones dures et prise de carottes. Le diamètre des tiges employées par l'Entreprise Meurisse est de 45 mm dans les appareils de pénétration pure, et de 65 mm dans les appareils permettant le carottage avec une force de pénétration de 5,5 t environ, soit 350 kg/cm² de pointe. Les diamètres employés par les deux autres entreprises ont 60 mm et même 110 mm, avec des forces de pénétration statiques unitaires comparables.

(1) Cette hypothèse s'est révélée trop simple. Pour plus de détails sur la correspondance réelle entre pieux et appareil de pénétration, se reporter à la communication de l'auteur au Congrès de Zurich (1953).

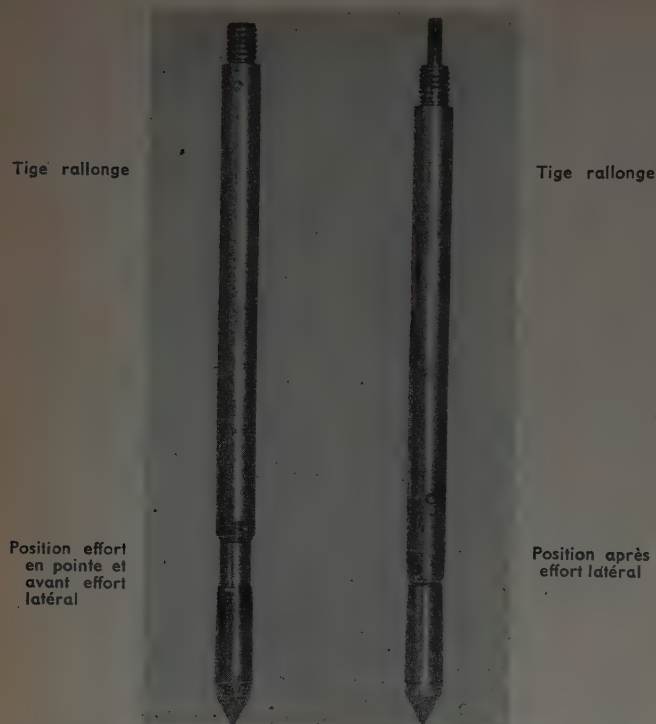


FIG. 2. — Pénétrömètre breveté Meurisse.



FIG. 4. — Appareil Meurisse en position de battage.



FIG. 3. — Appareil Meurisse en position de mesure de pénétration statique.



FIG. 5. — Pénétrömètre Jangot-Bonneton. Vue d'ensemble.

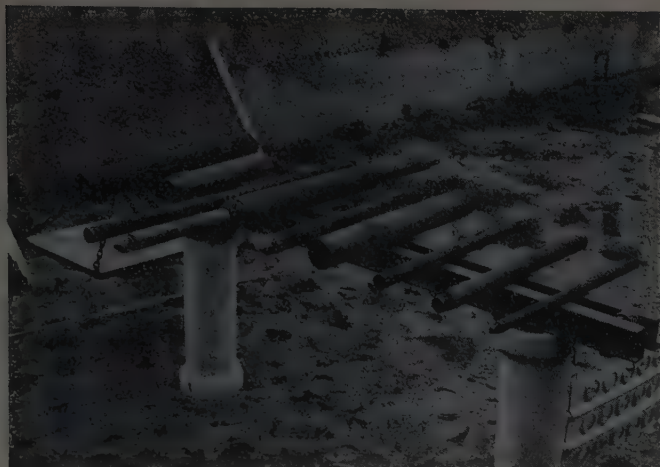


FIG. 6. — Pénétromètre Jangot-Bonneton.
Éléments constituant l'appareil de pénétration et le carottier.

Comparaison du cisaillement mesuré et du cisaillement latéral des pieux.

Le frottement déduit des diagrammes de cisaillement latéral ne peut être le frottement interne, le frottement sur le métal poli étant, en général, notablement inférieur au frottement interne. La correspondance ne peut guère se mesurer qu'au Laboratoire; encore est-il difficile de définir les conditions exactes de correspondance qui varient d'un sol à l'autre et sans doute même d'une façon atténuée d'un appareil à l'autre. Il est donc certain que la part de force portante d'un pieu due au frottement latéral est en général nettement supérieure à celle obtenue par transposition brutale des résultats de l'essai de pénétration au pieu par simple multiplication par le rapport des périmètres, à profondeur égale. Il ne serait cependant ni difficile, ni très coûteux, d'obtenir un résultat plus facilement exploitable, soit en rendant la surface rugueuse, avec des creux de 1 mm par exemple, soit en la striant suivant des cercles ou des hélices ayant cette profondeur. Jusqu'à nouvel ordre, les diagrammes de cisaillement donnent donc plutôt des indications qualitatives que quantitatives tout au moins pour les sols grossiers. Toutefois, les déductions tirées des essais seront toujours dans le sens de la sécurité.

Cas des sols fins.

Quoique la cause précédente soit largement atténuée dans le cas des sols fins, dont les dimensions des grains sont de l'ordre de grandeur des inégalités de surface du tube, la sous-évaluation de la résistance réelle au cisaillement est certainement rendue encore plus grande dans le cas des argiles et limons, pour les deux raisons suivantes : 1° l'essai de pénétration est effectué assez rapidement pour qu'aucune consolidation proprement dite, aucun rétablissement de résistance de l'argile par thixotropie puisse se produire dans la masse entourant le tube; 2° la consolidation latérale de l'argile est quelquefois hâtée dans le cas des pieux en béton, du fait de la perméabilité relative de ceux-ci. En fait, il semble que la résistance au collage soit acquise moins de 1 mois après le battage du pieu. Cette affirmation est basée sur de nombreuses constatations d'accroissement de résistance au surbattage, même après 24 ou 48 heures. Dans certains cas, la résistance dynamique croît dans la proportion de 1 à 10 et plus, rendant quelquefois tout battage complémentaire inefficace et même impossible. Il est donc certain que les indications données par l'appareil de pénétration sont sous-évaluées. Cette sous-évaluation concerne surtout le cisaillement latéral dont l'importance est toujours grande dans le cas des pieux foncés dans l'argile. Je crois donc que la comparaison des résistances statique et dynamique de l'appareil de pénétration est valable, mais ne peut être étendue à la résistance réelle des pieux que dans le cas où elle est due surtout à la résistance de pointe. En effet, avec la vitesse d'enfoncement réalisée généralement dans les argiles raides, soit 2 cm/mn, au lieu de 10 cm/mn dans les sols sableux ou limoneux, la mesure de la stabilisation des contraintes sous la pointe, maintenue à profondeur constante, ne montre en général qu'un abaissement inférieur à 5 %. L'abaissement n'atteint 10 % qu'exceptionnelle-



FIG. 7. — Pénétromètre Jangot-Bonneton en position de forage statique.
L'appareil que l'on voit à droite est l'enregistreur automatique de la profondeur.

ment. La valeur de la contrainte finale du sol sous la pointe des pieux a donc, avec beaucoup de vraisemblance, une valeur égale à celle constatée à la pénétration. A titre de vérification, le sondeur doit procéder à un certain nombre de mesures de stabilisation des charges, à profondeur constante. Par contre, dans les sols argileux, la résistance au frottement croît nettement avec le temps, suivant une courbe analogue à celles de la consolidation. J'ai pu observer (fig. 8) dans le sol argileux du Havre, une augmentation de près de 30 % de cette résistance au frottement, en un peu plus de 12 heures, mesurée à l'appareil de pénétration. Si, comme il est vraisemblable, la loi d'augmentation est logarithmique, cet accroissement atteint 50 % après 2 ans. Cet accroissement de résistance provient de deux facteurs dont l'importance peut difficilement être évaluée à l'heure actuelle : a) la consolidation de l'argile au voisinage de l'appareil, du fait du mouvement centrifuge de l'eau incluse; b) l'autoconsolidation par thixotropie. La résistance mesurée correspond en effet à celle de l'argile remaniée, dont la résistance se reconstitue avec le temps.

Sous cette réserve, l'essai de pénétration doit être poursuivi sans arrêt et à vitesse constante. Tout arrêt (par exemple pour allonger les tiges) comporte un repos qui modifie les résultats à la reprise. Si l'appareillage nécessite de tels arrêts, il est essentiel que l'opérateur les mentionne dans ses courbes. Il est préférable que le matériel rende possible la continuité des lectures. C'est ce qui a été réalisé par la Maison Soléanché.

Il résulte de ce qui précède que, dans beaucoup de cas et malgré les résultats incontestablement intéressants donnés dès maintenant par les essais de pénétration, l'essai statique du pieu reste l'opération la plus valable pour en fixer la résistance réelle surtout lorsque la résistance de frottement en constitue une fraction importante. De nombreuses constatations ont montré à l'heure actuelle que, malgré le coût élevé de ces essais (et leur coût pourrait souvent être abaissé) leur intérêt économique est très grand.

Il résulte aussi de ce qui précède que l'on n'a pas encore tiré des essais de pénétration tout ce que l'on peut en attendre. Pour arriver à des résultats vraiment complets, il faudra sans doute modifier l'appareillage dans le sens indiqué précédemment et procéder à des mesures différées de résistances latérale et de pointe.

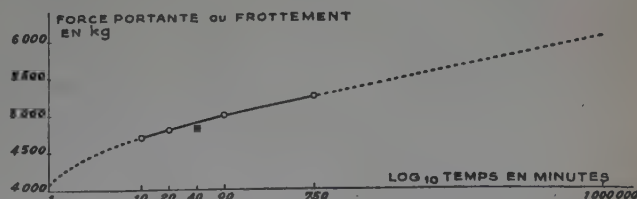


FIG. 8. — Stabilisation du frottement en fonction du temps.
Essai de pénétration. Sondage 1^{er} Hôtel de Ville du Havre.
Nature du sol : argile marneuse de l'aptien.

Il faudra étudier aussi les lois de la thixotropie au laboratoire. Déjà, une comparaison qui s'impose est celle de la résistance à l'écrasement des échantillons de sol intact et remanié à teneur en eau constante ⁽¹⁾.

Il est essentiel d'observer que les diagrammes obtenus ne peuvent être appliqués immédiatement qu'aux pieux battus ou, éventuellement, enfoncés au vérin, mais non pas aux pieux forés et aux puits. Pour appliquer les résultats sans erreur, il faut, en effet, que le sol puisse être soumis aux contraintes du fonçage comme lors de l'essai de pénétration. L'exécution des pieux forés ou des puits ne peut que provoquer au contraire une détente, tout au moins si aucune précaution spéciale n'est prise au cours du fonçage et du bétonnage.

La résistance des pieux forés n'est acquise que moyennant un déplacement complémentaire qui représente le tassement qui serait réalisé par la précontrainte imposée au sol par le fonçage suivant la compacité et par conséquent la compressibilité du sol. La résistance admissible des pieux forés peut donc être quelque peu inférieure à celle déduite des essais de pénétration.

Enfin, je signale l'observation faite par l'Entreprise Jangot-Bonneton qui a comparé les résistances de pointe et latérale obtenues sans déplacement relatif et celles obtenues par déplacements relatifs de la pointe et du tube. Les résultats sont très sensiblement les mêmes, ce qui est intéressant parce que cela montre que, dans cet appareil, les dispositions sont telles que la résistance latérale mesurée ne comporte pas une part de résistance de pointe et que la résistance de pointe ne comporte pas non plus une part de résistance latérale. L'interprétation des essais de pénétration doit aussi comporter une critique des appareils, et c'est un point qui ne doit pas être perdu de vue. Notamment, si le tube extérieur a une certaine épaisseur, et si la pointe ne couvre pas toute la surface, il est évident que la résistance au frottement mesurée par fonçage du tube comporte une part de résistance de pointe dont il y a lieu de tenir compte, si possible.

Enseignements tirés des essais.

Ces observations préliminaires doivent être complétées par des enseignements tirés de l'examen des diagrammes de pénétration. Les modifications subies par le frottement latéral au cours de l'enfoncement sont révélatrices aussi bien de l'état des contraintes que du comportement du sol sous les charges qui lui sont appliquées.

La première constatation qui s'impose est que les couches homogènes en profondeur sont très rares. Par exemple, parmi les centaines de diagrammes examinés, je ne pourrais vous montrer que quelques exemples de courbes sensiblement paraboliques de résistance latérale caractérisant l'état de contraintes de poussées proportionnelles à la profondeur, qui est propre aux sables théoriques homogènes (fig. 9, Mortefontaine).

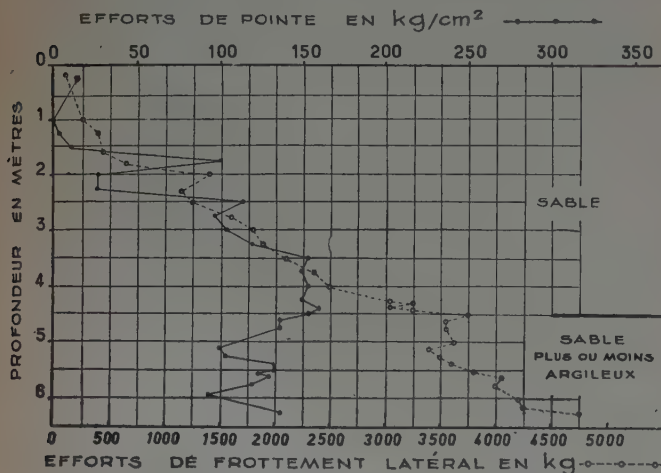


FIG. 9. — Sondage par pénétromètre. Mortefontaine (Oise).
Surface du pénétromètre : 15 cm².

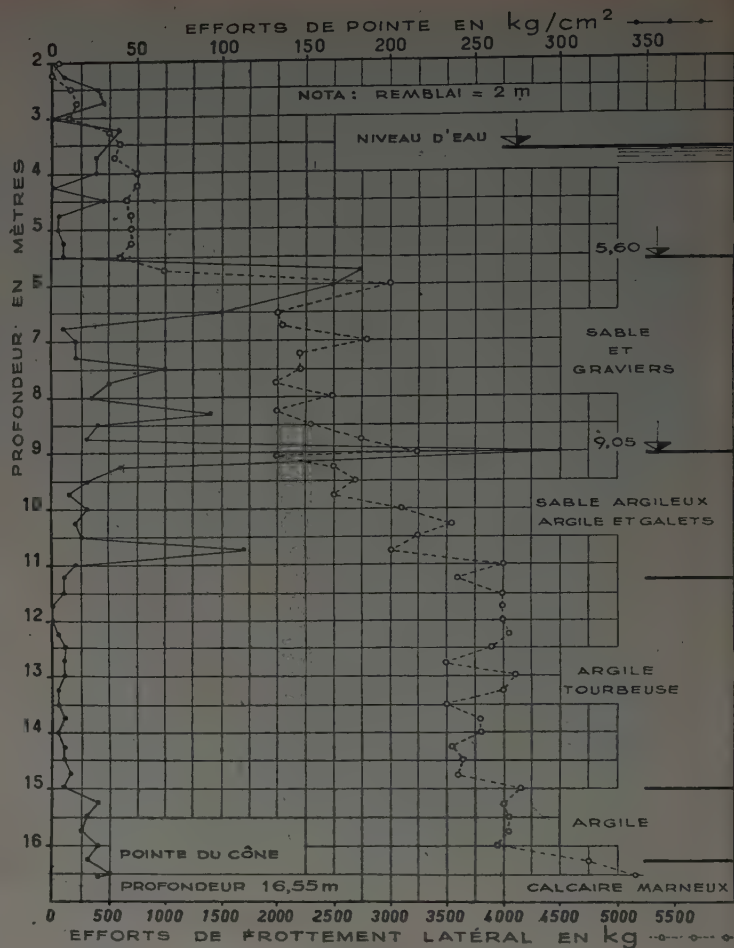


FIG. 10. — Sondage par pénétromètre.

Rouen, Théâtre (Sondage n° 30 bis).

Surface du pénétromètre : 15 cm²;

Périmètre du tube : 13,8 cm.

Même dans ceux qui paraissent homogènes, à l'œil, on trouve souvent des changements importants d'allure des courbes de frottement qu'il est encore difficile, dans bien des cas, de relier aux modifications constatées de la résistance de pointe. Cependant, je donne ci-dessous, à titre d'essai, quelques interprétations paraissant s'imposer.

Dans le cas des sols sableux meubles, par exemple, on constate souvent une diminution du frottement latéral (fig. 9, Mortefontaine, fig. 10, Rouen). Ce fait matérialise évidemment des zones ébouleuses, dont le tassement diminue la résistance au frottement. Dans certains cas, le même phénomène et une augmentation de résistance de pointe sont concomitants. Cela se produit quand, manifestement, la pointe déplace un gros élément qui entraîne avec lui la masse de sable supérieure, ce qui produit un éboulement, en même temps que la résistance de pointe augmente sensiblement (fig. 10, Rouen). Lorsque le bloc est écarté, il arrive souvent que le phénomène se poursuit en ce qui concerne la diminution du frottement (fig. 11, sondage 6, Hôtel de Ville, Le Havre). Enfin, il semble que si la pointe s'engage dans un sol sableux compact, dont les lignes de glissement viennent s'appuyer sur la tige, le frottement peut diminuer tant que le bulbe augmente de hauteur et que l'orientation des lignes reste la même (fig. 12, sondage 1, Hôtel de Ville, Le Havre). Il est constant si les lignes deviennent normales à la tige et augmente si elles sont tournées vers le haut. Toutes les allures de courbes paraissent être possibles, suivant à la fois la densité et la compressibilité du sable.

Ces constatations montrent toute la complexité des phénomènes se produisant dans les sols. Bien souvent, les sondages par pénétration permettent de constater la présence de zones lenticulaires qui ne reçoivent pas les charges dues aux couches

(1) Le rapport de la résistance à la compression simple de l'échantillon intact à la résistance de l'échantillon remanié représente par définition la *sensibilité* de l'argile.

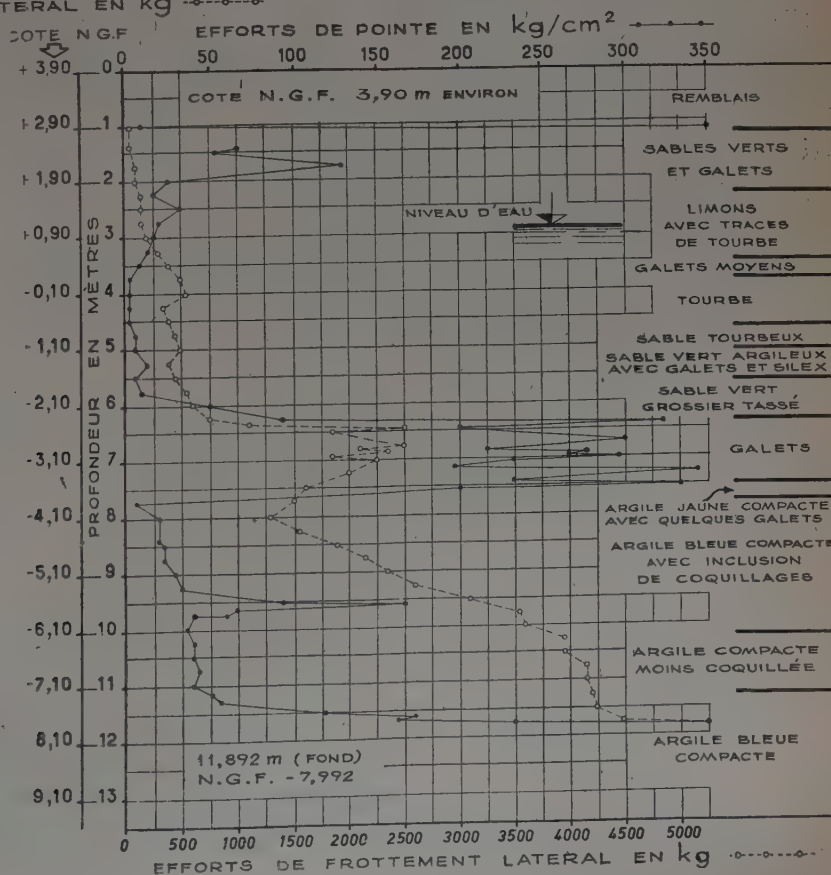
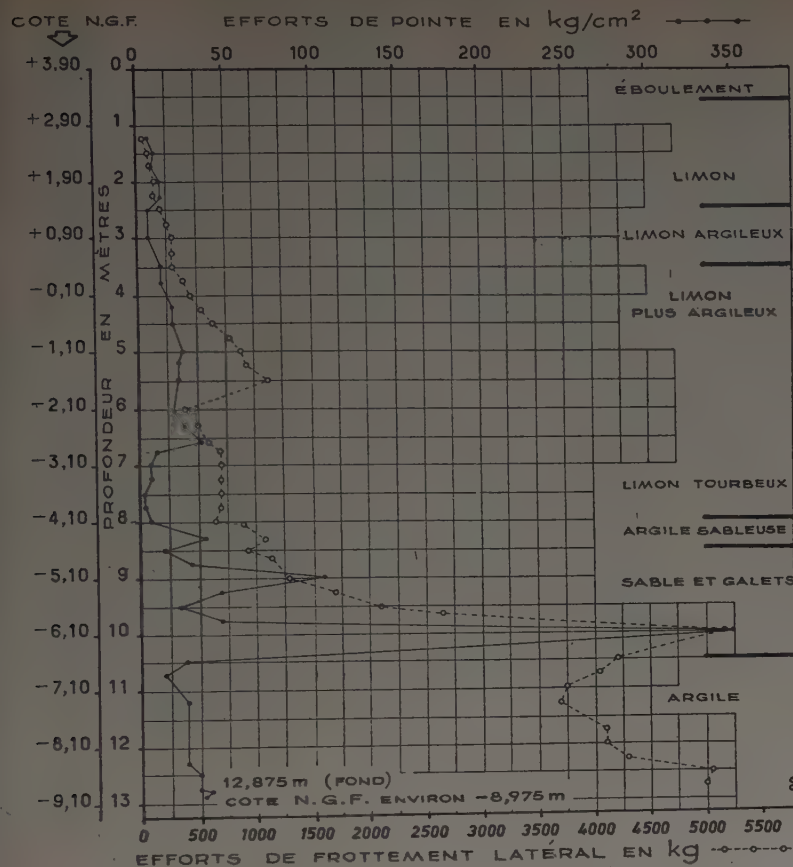


Fig. 12. — Sondage par pénétromètre.

Ville du Havre, futur Hôtel de Ville (Sond. n° 1).
Surface du pénétromètre : 15 cm²;
Périmètre du tube : 13,8 cm.

supérieures du fait d'effets de voûtes. La résistance de pointe diminue alors beaucoup. Quant à la résistance au frottement, elle diminue ou augmente suivant que la couche est ou n'est pas éboulée (fig. 9, de 4,50 m à 5 m et fig. 10, de 5,50 m à 6,75 m).

Les sondages par pénétration rendent donc palpables la présence de couches sableuses meubles et peu résistantes, situées sous des couches souvent à fort frottement et ces circonstances importantes échappent, le plus souvent, lorsqu'on procède au sondage classique.

En ce qui concerne les sols cohérents, des constatations tout aussi intéressantes ont été faites. Jusqu'à présent, il semble qu'on puisse classer les sols fins en deux catégories d'après leur comportement au frottement latéral sur le tube.

1° Les sols cohérents limoneux ou vaseux relativement perméables lorsqu'ils sont remaniés et de faible densité (fig. 11, Le Havre, entre 6,75 et 7,75). Ces sols n'ont pas de frottement apparent à la pénétration. Il semble qu'une pellicule d'eau se forme entre le tube et le sol. Dans ces conditions, le frottement reste constant; sa valeur reste celle qu'il avait atteinte dans la zone supérieure. Cependant, la résistance de pointe, tout en étant faible, reste néanmoins finie, et ne subit, en général, que de faibles variations. On pourrait qualifier ces sols de « ressuants ». Ce phénomène a été souvent constaté au battage, le refus restant alors constant en profondeur.

2° Les sols argileux trop imperméables pour ressuer (de 8 m à 9,50 m) (fig. 12, Le Havre). Lorsque la qualité de l'argile reste constante, la résistance au cisaillement croît linéairement avec la profondeur. Si la cohésion de l'argile augmente, la résistance de pointe augmente et la résistance au cisaillement croît plus rapidement. Si la résistance de pointe diminue, la résistance au cisaillement augmente encore, mais moins rapidement, tant que l'on reste dans une argile non ressuante.

Le diagramme de cisaillement n'accusant que les variations de la cohésion est plus régulier que celui des sables. De plus, la cohésion mesurée latéralement est toujours inférieure à celle déduite de la résistance de pointe (fig. 12, Le Havre, Hôtel de Ville, de 8 m à 8,75 m).

Les argiles très raides semblent toutefois se comporter comme des sols à frottement, car les courbes de cisaillement sont d'allure parabolique (fig. 11, de 8 à 10 m et de 11,25 à 12,50 m). Mais le nombre d'essais est encore trop faible, dans ces sols, pour en tirer une conclusion valable, la constance de la cohésion n'ayant pas été vérifiée.

Il y a lieu de noter que ce qui précède ne constitue qu'un essai d'interprétation, qui paraît vraisemblable, mais pourra sans doute être retouché à la lumière de faits nouveaux.

Le tableau suivant résume actuellement mon point de vue sur la question. Il est possible que la transformation des appareils, destinée à rendre plus comparable la résistance latérale et la résistance au cisaillement du sol lui-même, puisse faire apparaître certaines erreurs d'interprétation, et permette de voir plus clair.

La comparaison des résultats des forages et des essais de pénétration présente, on le voit, un intérêt considérable. De toute façon, il apparaît, dès maintenant, qu'en France, comme en Hollande et en Belgique, les essais de pénétration statiques permettent seuls de se rendre compte des variations de résistance du sol. Ils permettent seuls de faire des prévisions valables en ce qui concerne la résistance des pieux, surtout lorsque l'effet de pointe est prépondérant. Ils permettent d'ores et déjà de procéder à des économies importantes en ce qui concerne les fondations sur pieux, puisqu'ils permettent d'établir une relation entre les résistances statique et dynamique. On doit donc souhaiter qu'ils soient encore améliorés à la fois pour permettre une meilleure connaissance de la résistance latérale des pieux et pour permettre une meilleure interprétation de la nature et des propriétés des sols.

NATURE DES SOLS EN FONCTION DES VARIATIONS DE RÉSISTANCE DE POINTE ET DE FROTTEMENT

	LA RÉSISTANCE AU FROTTEMENT DIMINUE	LA RÉSISTANCE AU FROTTEMENT RESTE CONSTANTE	LA RÉSISTANCE AU FROTTEMENT CROÎT
La résistance de pointe diminue.	1° La pointe rentre dans un sol éboulé, entraînant le sol supérieur sableux ou d'argile molle. 2° Conséquences de l'entraînement d'un bloc après qu'il a été écarté. 3° La pointe entre dans une argile très sensible au remaniement et entraînant les couches supérieures.	Sols limoneux ressuants, diminuant de compacité. Sables et graviers moins compacts.	La pointe entre dans un sol moins compact (mais non éboulé ou non ressuant).
La résistance de pointe reste constante.	Sols sableux, relativement compacts, provoquant la formation d'un bulbe dont les lignes de glissement se retournent vers le bas contre le tube.	Cas des vases et limons ressuants ne changeant pas de compacité.	1° Cas des argiles non ressuantes. 2° Cas des sables compressibles mais non éboulés (fins et partiellement saturés).
La résistance de pointe croît.	1° Elle croît modérément. — Sols relativement sableux compacts, provoquant la formation d'un bulbe dont les lignes de glissement se retournent vers le bas contre le tube. 2° Elle croît très fortement. — Blocs entraînés par la pointe ce qui tend à créer un vide qui se comble si le sol est sans cohésion.	Vases et limons ressuants augmentant de compacité.	1° Sols augmentant de compacité (argileux et sableux). 2° Plaques ou blocs coinçant la tige. 3° Bulbes dont les courbes de glissement sont orientées vers le haut, au voisinage du tube.

PRÉSIDENTE DE M. SKEMPTON

ÉTAT ACTUEL DES MÉTHODES D'ÉVALUATION DE LA FORCE PORTANTE DES PIEUX EN ALLEMAGNE

Par M. le Professeur Dr.-ing. habil. Edgar SCHULTZE,
de l'École Polytechnique d'Aix-la-Chapelle.

NOTATION EMPLOYÉE

- a : rayon de la section circulaire d'un pieu;
 b : largeur d'un pieu carré;
 c : cohésion du sol;
 d : diamètre d'un pieu à section circulaire;
 e : enfoncement total pour un coup;
 e_p : enfoncement permanent pour un coup;
 e_f : enfoncement élastique pour un coup;
 $e_f = 1/EF$;
 f, f' : facteurs des équations de Schenck définissant la répartition du frottement latéral;
 g : accélération due à la pesanteur;
 h : hauteur de chute;
 k : coefficient de choc (pour les pieux en bois à peu près 0,5, pour les pieux en béton armé à peu près 0,3);
 l : longueur du pieu;
 m : $tg \delta$ = frottement entre la surface latérale du pieu et le sol;
 n : $1 - tg^2 (45 - \rho/2)$;
 p : contrainte latérale à une distance r d'un pieu à section circulaire;
 p_a : contrainte latérale dans un terrain intact;
 p_b : contrainte latérale à la limite de la zone plastique;
 p_t : butée de la terre contre la surface latérale du pieu;
 q : surcharge;
 r : distance jusqu'à l'axe du pieu;
 $s_1 = y_1 - y_2$: abaissement de la tête du pieu;
 t : fiche du pieu;
 $t_s = 4,5b$: hauteur de la surcharge;
 t_s : position du centre de gravité du frottement latéral au-dessous de la surface du sol;
 u : rayon de la zone plastique;
 w : facteur de calibrage = relation entre la résistance statique et la résistance dynamique, définie par les essais de charge = P_s/P_d ;
 y_1 : hauteur de la tête du pieu avant l'application d'un coup;
 \dot{y}_1 : dy_1/dt = vitesse maximum de l'enfoncement du pieu immédiatement après le coup;
 y_2 : hauteur de la tête du pieu avant le second coup (rebondissement du mouton);
 \dot{y}_2 : dy_2/dt = vitesse du pieu avant le second coup;
 \ddot{y} : d^2y/dt^2 = accélération du pieu;
 z : section du pieu de la pointe jusqu'au deuxième point de mesure, à peu près 0,4 à 0,5 L_0 ;
 z_0 : position du centre de gravité de la résistance à l'enfoncement (résistance de pointe et résistance latérale) au-dessous de la pointe du pieu;
 A : coefficient d'extension élastique pour le cas d'une libre extension latérale de la terre au-dessous de la pointe du pieu;
 E : module d'élasticité du pieu;
 E_r : butée de la terre sur la surface latérale du pieu;
 E_w : butée sur une plaque d'ancrage d'une hauteur et d'une largeur b à une profondeur = $5,5b$;
 E_{w0} : butée sous la pointe du pieu;
 F : section du pieu;
 H : hauteur limite selon figure 3;
 L_0 : t (fig. 10);
 ΔL_0 : changement de longueur de L_0 sous une charge P ;
 L_z : changement de longueur de z sous une charge P ;
 P : charge statique du pieu;
 P_r : charge statique du pieu par suite du frottement latéral;
 P_s : charge statique du pieu par suite de la résistance de pointe;
 P_d : charge dynamique du pieu;
 P_{max} : force portante statique du pieu;
 P_{rmax} : force portante statique du pieu par suite du frottement latéral;
 P_{smax} : force portante statique du pieu par suite de la résistance de la pointe;
 Q : poids du pieu;
 R : poids du mouton;
 U : périmètre de la section du pieu;
 V : facteur de compression en cas de contrainte latérale;
 Z : facteur de compression sans contrainte latérale (essai de compression de cylindre) (excepté fig. 10);
 γ : densité du sol;
 δ : angle de frottement entre la surface du pieu et le sol;
 λ_n : coefficient de pression naturelle du sol;
 λ_p : coefficient de butée;
 λ_r : coefficient de poussée du sol à la surface du pieu;
 λ_s : coefficient de butée à la pointe du pieu (butée sous une fondation circulaire);
 μ : $tg \rho$ = coefficient de frottement du sol;
 ρ, ρ' : angles de frottement du sol;
 φ_e : angle d'inclinaison de la dernière boucle d'hystérésis pendant les essais de charge (fig. 6);
 σ_r : contrainte de butée sur la surface latérale du pieu;
 σ_s : contrainte de butée sur la pointe du pieu.

RÉSUMÉ

Les règlements allemands n'admettent pas l'emploi des formules de la théorie de la poussée des terres pour le calcul de la force portante des pieux, parce que la théorie aussi bien que les mesures présentent des défauts, qui, pour le moment, ne peuvent pas être corrigés. Les tentatives faites pour améliorer les formules donnant la force portante des pieux ont consisté à tenir compte dans les formules classiques des résultats des essais de charge et à déterminer d'une manière précise la courbe d'enfoncement de la tête du pieu en fonction du temps à l'aide d'enregistreurs à grande vitesse de rotation. Cette dernière méthode a permis d'avoir une meilleure connaissance du processus d'en-

foulement. Pendant les essais de charge, on mesure les changements de longueur du pieu entre la tête du pieu, un point intermédiaire et la pointe du pieu; on définit ainsi la pression de pointe et le frottement latéral. Les essais sur modèles réduits de pieux pourvus d'appareils mesurant les efforts de pointe et les efforts latéraux ont le même but. Un nouvel appareil de sondage d'une seule pièce a été construit. Il peut indiquer la pression à la pointe du pieu à l'aide du dynamomètre de Maihak à corde métallique; l'appareil a été vérifié au cours d'expériences réalisées dans une caisse à sable. La sécurité contre le flambage des pieux partiellement enfoncés a été traitée théoriquement.

1° Introduction.

Quatre méthodes permettent l'évaluation de la force portante des pieux, en prenant comme base, les théories de la mécanique des sols; les formules de battage, les essais de chargement ou les essais de pénétration. La plupart de ces méthodes sont déjà anciennes. L'objet de cette note est de résumer le développement qu'ont pris en Allemagne les recherches et la pratique dans ces quatre secteurs et de faire le point en ce qui concerne leur développement et leur utilité pratique.

2° Théories de la mécanique des sols.

Toutes les formules, qui s'y rattachent, peuvent être réduites, pour un sol homogène à l'expression du tableau I.

Elles ne diffèrent que par les valeurs des coefficients de résistance à la pointe du pieu λ_s , du frottement latéral λ_r , ainsi que du coefficient du frottement interne du sol m .

L'incertitude des résultats basés sur ces éléments résulte des causes suivantes :

TABEAU I. — VALEURS DE LA BUTÉE ET DU FROTTEMENT DANS LES DIVERSES FORMULES DE LA MÉCANIQUE DES SOLS DONNANT LA FORCE PORTANTE DES PIEUX.

$$P_{\max} = P_{s\max} + P_{r\max} = \gamma l F \lambda_s + c F (\lambda_s - 1) \cotg \rho + \frac{\gamma l^2}{2} \lambda_r m.$$

N°	AUTEUR	λ_s	REMARQUES	λ_r	m	REMARQUES	Références bibliographiques
1	2	3	4	5	6	7	8
1	MEYER-PETER	λ_p^2	$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45 + \rho/2)$	1	0,4 jusqu'à 0,5	Pour le sable (pour l'argile le frottement latéral est constant).	1
2	KREY	$\lambda_p(\lambda_p)$	On multiplie par (λ_p) seulement si l'état de glissement s'est complètement formé.	1	$\operatorname{tg} \delta$	Si $\delta = \rho$ identique avec Dörr. δ dépend du matériau du pieu.	2
3a	DÖRR (terrain naturel)	λ_p		$1 + \operatorname{tg}^2 \rho' = \frac{1}{\cos^2 \rho'}$	$1/2 \sin 2\rho'$	ρ' frottement du sol au-dessus de la pointe du pieu.	3, 4
3b	DÖRR (terrain remblayé)	λ_p		$\cos^2 \rho'$	$1/2 \sin 2\rho'$		
4	PRANDTL	$\lambda_p e^{\pi \operatorname{tg} \rho}$		λ_n	$\operatorname{tg} \delta$		8
5	JAKY	$\lambda_p e^{\pi \operatorname{tg} \rho}$	Seulement pour c si $\gamma = 0$.	λ_n	$\operatorname{tg} \delta$		9
6	CAQUOT KÉRISEL	$(1 + 0,32 \operatorname{tg}^2 \rho') \lambda_p e^{\pi \operatorname{tg} \rho}$	ρ — au-dessous de la pointe; ρ' — au-dessus de la pointe.	$e^{\frac{19}{30} \operatorname{tg} \rho' [4 + (\operatorname{tg} \rho')^2]}$	$\operatorname{tg} \rho'$		10
7	OHDE	$\frac{1 + \lambda_n (\lambda_p + \frac{2}{3})}{2} \left\{ \frac{2}{3} + \frac{\mu}{\gamma l} \right\}^{\frac{\mu}{\mu + 0,42}}$ $+(1,2 - \mu) \sqrt{\mu} \left\{ \frac{2}{3} + \frac{\mu}{\gamma l} \right\}^{\frac{\mu}{\mu + 0,42}}$	$\lambda_n = 0,5$. Pour le sable sous la première charge : λ_n augmentant jusqu'à 1,0 pour un terrain consolidé.	$\lambda_n \left(\frac{2V}{\lambda_n \gamma l} \right)^{\frac{0,54\mu}{\mu + 0,42}}$	$\operatorname{tg} \delta$		11, 12
8	FRÖHLICH	$\frac{\pi}{\cotg \rho + \rho - \pi/2}$	Aucun état de glissement.				5
9a	MAAG (sol perméable)	$\frac{\cotg \rho + \rho + \pi/2}{\cotg \rho + \rho - \pi/2}$	Obtenue par la correction de Fröhlich.				6, 7, 14
9b	MAAG (sol peu perméable)	$1 + \frac{\pi \sin \rho}{1 + \sin \rho}$	Diminution de la résistance comme suite de la pression hydrostatique interne.				
10	SCHULTZE			$\frac{2}{2-n} \left(\frac{u}{a} \right)^n$	$\operatorname{tg} \delta$	$n = \frac{\lambda_p - 1}{\lambda_p}$	fig. 1

SUMMARY

The german standards do not allow the use of the theory of active earth pressure for calculating the bearing capacity of piles, since the theory as well as the measurements present certain defects not susceptible of correction at the present time. The attempts to improve the formulas giving the bearing capacity of piles have consisted to fit into the classical formulas the results of the loading tests, and of accurately determining the driving curve of the pile head as a function of time by means of high-speed rotation recorders. This last method has resulted in a better knowledge of the pile driving process. During load-

ing tests, the variations in length between the pile head, an intermediate point and the pile toe are measured. Thus, the toe pressure and the skin friction are determined. The tests on reduced scale pile models provided with instruments measuring the toe and lateral stresses have the same purpose. A new one-piece boring apparatus has been constructed. It can indicate the pile toe pressure by means of the Maihak metal string dynamometer. The apparatus has been checked in the course of sandbox experiments. The safety of partially driven piles with regard to buckling has been treated theoretically.

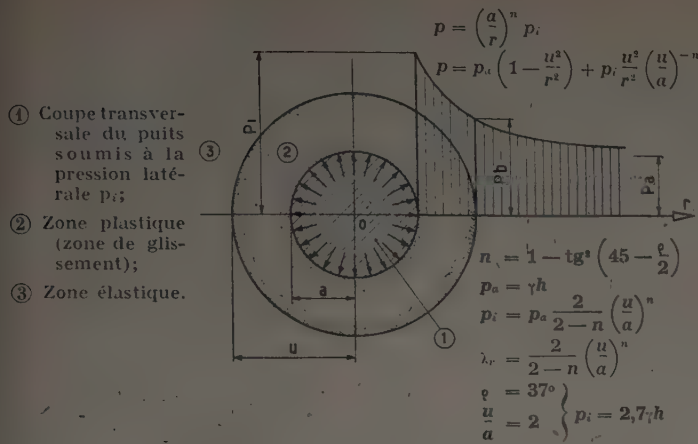


FIG. 1. — Répartition des contraintes aux environs d'un puits rond dont les murs subissent une pression p_i et sont en contact avec le sol encaissant.

L'étendue de la zone plastique ($u - a$) dépend de la grandeur de p_i qui est statiquement indéfini et dépend des déformations. Dans la zone élastique, la pression du sol tend vers la valeur hydrostatique $p_a = \gamma h$ ($\lambda_n = 1$). On admet que le sol n'a pas de cohésion, l'angle de frottement est égal à ϕ .

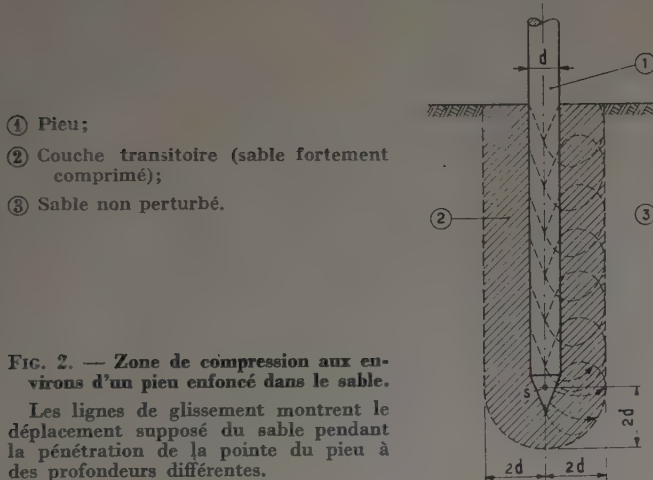


FIG. 2. — Zone de compression aux environs d'un pieu enfoncé dans le sable.

Les lignes de glissement montrent le déplacement supposé du sable pendant la pénétration de la pointe du pieu à des profondeurs différentes.

1° On ne tient souvent pas compte de ce que l'application de la force à la surface latérale du pieu est triaxiale. On ne peut pas calculer la butée comme pour un mur plan. Le problème fondamental est le même que celui des puits de mine (fig. 1), dont le calcul a pu être amélioré considérablement [15]. La butée passive du sol P_i contre le pieu peut prendre toutes les valeurs entre la pression de repos $\lambda_n \gamma h$ et l'infini, suivant l'étendue de la zone plastique ($u - a$). Dans le premier cas elle est nulle, dans l'autre elle est infinie. La valeur réelle de la butée passive du sol P_i dépend des déformations et des conditions de mise en place du pieu. D'ailleurs même le problème simple des contraintes autour d'un pieu non chargé et enfoncé dans le sol — par conséquent exposé exclusivement aux contraintes principales — n'est pas encore résolu en théorie. Que dire alors du problème plus compliqué du pieu chargé ?

2° L'enfoncement du pieu provoque une modification du terrain naturel au voisinage de la surface, si bien qu'il y a lieu de considérer au moins trois éléments, même pour un sol homogène : le pieu, la couche de transition et le sol intact (fig. 2). Il est à supposer que la zone plastique de la figure 1 correspond à la couche de transition de la figure 2.

3° La transmission des forces entre le pieu et le sol se produit dans un système souvent statiquement indéfini (fig. 12), de sorte que les formules de pression du terrain doivent tenir compte aussi de la compressibilité du pieu et du sol, comme cela a été fait récemment par OHDE [11, 12].

4° Le frottement latéral dépend du sol, du matériau du pieu et de la grandeur des mouvements entre le pieu et le sol.

En raison de l'impossibilité de tenir compte des éléments ci-dessous par une formule et en raison des divergences entre les résultats des calculs effectués, d'après les diverses formules, le projet de la nouvelle édition des règlements allemands DIN 1054 (juillet 1951), intitulée : « Charge admissible des fondations sur semelles ou radiers et fondations sur pieux » [16, paragraphe 5. 36], interdit l'application de formules de la mécanique des sols pour le calcul de la force portante.

Néanmoins — la nouvelle formule de OHDE le prouve — les essais d'amélioration des formules se poursuivent. Parmi ceux-ci citons ceux de STRECK [13], qui applique les résultats d'essais faits à Hanovre sur les plaques d'ancrage de palplanches [17] (fig. 3 a et 3 b). Les dimensions de la « plaque d'ancrage » supposée placée sous le pieu sont $b \times b$ (b étant le côté d'un pieu carré). Si $H/b = 5,5$ on tire de ces essais la butée E_w . Pour les pieux, H/b est en moyenne $> 5,5$. Le sol au-dessus de $H = 5,5 b$ n'est plus entraîné. Cependant il pourra être considéré comme une surcharge et on adoptera pour le sol sous-jacent une densité γ' majorée en conséquence. On en tire les équations de la figure 3 c, valables pour la résistance de pointe, ainsi que pour le frottement latéral.

Dans une autre équation, donnant des valeurs un peu moins favorables, STRECK a séparé le frottement latéral et la résistance de pointe (fig. 3 d).

À titre de vérification l'Institut Franzius de l'École Polytechnique de Hanovre a fait de nouvelles expériences, dans lesquelles on a mesuré séparément la résistance au déplacement de la surface latérale et la résistance à l'enfoncement de la pointe. Pour éclaircir la première question, on a mesuré la butée du sol contre la surface latérale du pieu, en fonction du déplacement horizontal de celui-ci. Dans ce but des cylindres de 15 cm de diamètre et de

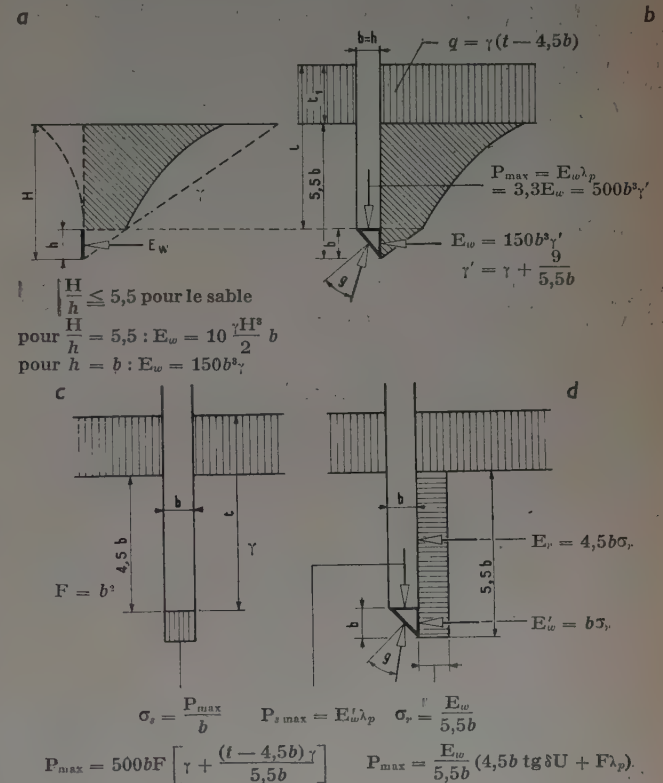


FIG. 3. — Application des résultats des mesures sur plaques d'ancrage au calcul de la force portante des pieux (d'après STRECK [13]).

a) Lignes de glissement observées dans les essais sur plaques d'ancrage, pour $H/h \leq 5,5$. — La valeur E_w a été déterminée par des essais avec du sable.

b) Plaque d'ancrage de côté b supposée placée sous la pointe du pieu. Suivant RANKINE, la résistance E_w de la plaque se calcule d'après la résistance verticale P_{max} du dé b^2 .

c) Première proposition : la force portante totale du pieu correspond à la résistance du dé à la pointe.

d) Deuxième proposition : la résistance E_w du dé est répartie uniformément sur la longueur $5,5b$ et on en déduit le frottement latéral et la résistance de pointe (cette dernière comme en c).

50 cm de haut furent posés dans une caisse, contenant du sable de densité variable [28]. Les cylindres étaient constitués par trois éléments (fig. 4), extensibles grâce à un dispositif de levier à genouillère. Après un déplacement horizontal de 3 cm il se formait des cônes de glissement (fig. 5).



FIG. 4. — Cylindre circulaire à parois mobiles. (D'après STEINFELD [28].)
1° Vue générale; 2° position initiale; 3° position finale.

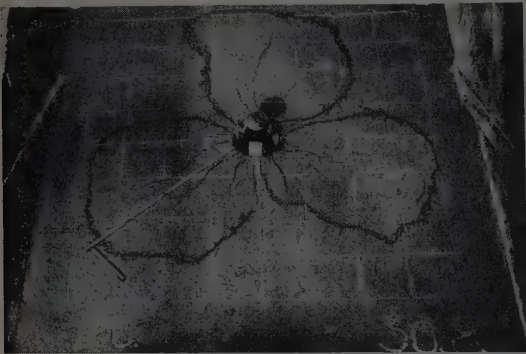


FIG. 5. — Lignes de glissement à la surface du sol après déplacement du cylindre dans le sable. (D'après STEINFELD [28].)

La butée était, pour du sable compact, six fois plus élevée dans l'espace à trois dimensions que dans le plan. Les équations de la butée du sol dans l'espace selon Coulomb donnaient des valeurs quatre fois plus grandes que pour le plan. Même si le mouvement de ce modèle réduit est différent de celui d'un pieu, où le sol est repoussé vers l'extérieur à la pointe du pieu seulement (fig. 2), et non sur toute la hauteur de celui-ci, ces essais sont très intéressants.

Pour la mesure de la butée de la terre sous le pied du pieu, on utilise une sonde de pression en deux parties, composée d'un tuyau de 4,2 cm de diamètre terminé par un piston. Sur la couche de sable de 50 cm de haut seulement, qui se trouve dans la caisse, on applique une surcharge pneumatique. On mesure la résistance de pointe et la pression totale sur le pieu.

3° Formules de battage.

Les formules de battage ne sont pas interdites d'une façon générale dans le projet de la nouvelle édition de DIN 1054 [16], mais elles sont limitées à des sols sableux ou analogues; ces formules sont autorisées quand elles résultent d'une longue expérience pratique locale ou viennent à l'appui d'un essai de chargement.

Une formule de battage récente, tenant compte de l'élasticité du sol de fondation et du nombre de coups de mouton, a été publiée par OHDE [11, 12] (tableau 2). On peut se demander si, de telles formules ne sont pas trop compliquées, même si elles s'avèrent meilleures que celles qui existent à présent.

SCHENCK a trouvé une formule très pratique et d'application facile (tableau II). Il déduit l'enfoncement élastique du pieu et du sol pendant un coup de mouton, d'un essai de chargement effectué sur le même chantier, et introduit ces résultats dans la formule classique de battage. L'inclinaison de la boucle d'hystérésis $\tan \varphi_e$ au cours d'un essai de chargement (fig. 6) donne l'élasticité du pieu et du sol [18, page 69].

TABLEAU II.

Nouvelles formules de battage des pieux.

1° OHDE (1951).

Si le battage se fait dans des conditions nettes : $\frac{R}{Q} > \frac{2k}{1-k}$.

$$P_d = \frac{(1+k) \cdot R}{2R + (1-k)Q} \cdot \frac{Rh}{e_b} + R + Q - e_s \frac{(P-Q)^2}{2e_b} \approx P_{smax} \text{ pour le sable.}$$

Si le battage ne se fait pas dans des conditions correctes :

$$\frac{R}{Q} < \frac{2k}{1-k}$$

$$P_d = \frac{1+k}{2R + (1-k)Q} (1-\beta^n) \frac{Rh}{e_b} + R + Q - ne_s \frac{(P-Q)^2}{2e_b} \approx P_{smax} \text{ pour le sable.}$$

n nombre entier dont la valeur maximum est définie par la condition :

$$\beta^{n-1} > \epsilon = \frac{1}{2} \frac{(R+Q)^2}{(1+k)RQ} \cdot \frac{e_s(P-Q)^2}{Rh}$$

$$e_s \approx 0,4 \left(e_1 + \frac{1}{A_{z_0}} \right)$$

2° SCHENCK (1951) :

$$P_d = \frac{1}{n} \frac{e_b}{\tan \varphi_e} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \tan \varphi_e \cdot C \cdot D}{e_b^2}} \right]$$

$$C = \frac{R + k^2 Q}{R + Q}$$

$$D = R \cdot h$$

3° HOFFMANN (1948).

En partant de la théorie énergétique :

$$P_d = Q \left(1 + \frac{\dot{y}_1^2 - \dot{y}_2^2}{2gs_1} \right)$$

en partant du principe de d'Alembert :

$$P_d = \frac{Q}{g} (\ddot{y} + g).$$

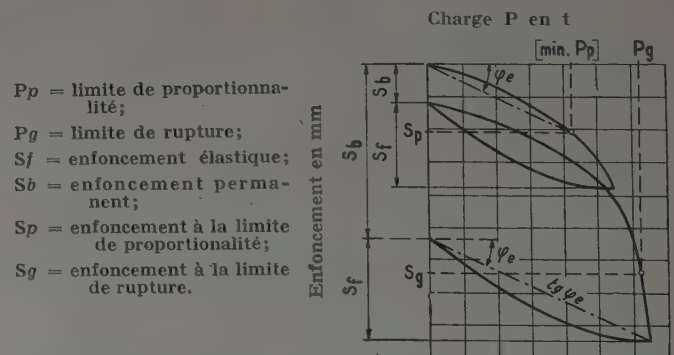


FIG. 6. — Détermination de la compression élastique du pieu et du sol dans le diagramme charge-tassement d'un essai de chargement.

(D'après SCHENCK [18] p. 11, fig. 9.)

Les éléments mesurés par SCHENCK (charge maximum statique divisée par charge maximum dynamique) [18, 22] varient entre 0,7 et 1,0 pour des pieux en bois, entre 0,7 et 1,3 pour des aciers profilés ouverts et entre 1,0 à 1,1 pour des aciers profilés fermés, par exemple des tuyaux. Ces valeurs proviennent de 17 essais au total. Alors que la formule de Ohde est basée, presque uniquement sur des données de battage utilisées jusqu'à présent, la formule de Schenck essaie d'obtenir d'autres éléments par un essai de chargement du pieu. HOFFMANN [19, page 120] propose de trouver des données de battage additionnelles par une observation plus exacte du mouvement de la tête du pieu pendant le battage.

Dans ce but il utilise un enregistrement, par un moteur électrique tournant à 50 à 100 tr/s (fig. 7). La tête du pieu est solidaire d'un crayon. Ce dispositif n'a été appliqué jusqu'à présent qu'à des modèles réduits de pieux [20]. On déduit du mouvement de la tête du pieu (fig. 8) la vitesse au moment du coup, et par dérivation les accélérations. On détermine ainsi les résistances dynamiques (tableau 2). A cette occasion HOFFMANN a constaté que l'accélération entre deux coups pouvait être considérée avec une exactitude suffisante comme une constante.

- A. Guidage du crayon supérieur;
- B. Moteur électrique;
- C. Crayon solidaire du mouton;
- D. Tambour enregistreur;
- E. Crayon solidaire du pieu;
- F. Pieu;
- G. Mouton;
- H. Jumelles de la glissière.

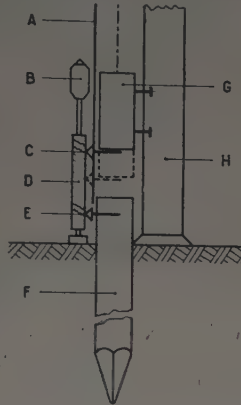
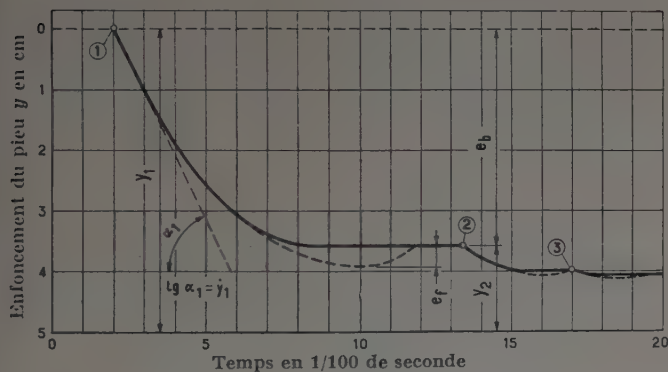


FIG. 7. — Dispositif de mesure de diagramme temps-déplacement de la tête du pieu pendant le battage.

(D'après HOFFMANN [19]
p. 120, fig. 138.)



- ① Premier coup du mouton;
- ② Deuxième coup du mouton;
- ③ Troisième coup du mouton;
- e_b = enfoncement permanent;
- e_f = enfoncement élastique.

FIG. 8. — Mouvement d'une tête de pieu pendant le battage au mouton trépidateur.

On peut cependant observer que le diagramme temps-déplacement de la tête d'un vrai pieu présente non seulement un enfoncement permanent, mais aussi un enfoncement élastique (ligne pointillée, fig. 8). Par conséquent, à un certain moment l'accélération s'annule pour devenir ensuite négative.

Des essais de chargement, exécutés avec les mêmes modèles de pieux, ont fait apparaître une différence entre la résistance dynamique et statique, croissant avec la profondeur de l'enfoncement. En moyenne cette différence s'élève à 15 % de la résistance dynamique.

Des essais analogues, en terrain sableux, furent effectués par GRASSHOFF [21]. Cependant les pieux ne furent pas battus mais lancés dans le sol. Le mouvement fut pris au ralenti sur un film à haute fréquence de sorte qu'on a obtenu un tracé exact du mouvement du pieu, comme dans les essais de Hoffmann. De ce tracé on déduisit de la même manière les accélérations et la résistance dynamique. Contrairement aux observations de HOFFMANN, l'accélération, ainsi que la force de l'enfoncement, ne se présentaient pas comme approximativement constantes, mais très variables (fig. 9), ce qui pourrait être dû aux différentes conditions d'essais. C'est pourquoi il serait très intéressant d'appliquer cette méthode à des pieux de dimensions normales. Si l'on ne

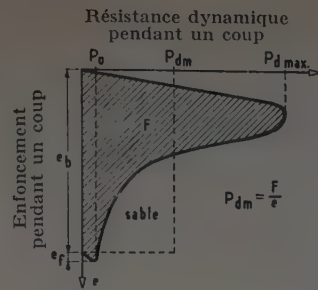


FIG. 9. — Courbe des accélérations et de la résistance dynamique, d'après le mouvement de la tête du pieu.

(D'après GRASSHOFF [21]
p. 53, fig. 2.)

peut pas constater une accélération approximativement constante, les formules de battage contiennent une inexactitude et il n'y a pas de résistance dynamique nette, mais tout au plus une résistance moyenne.

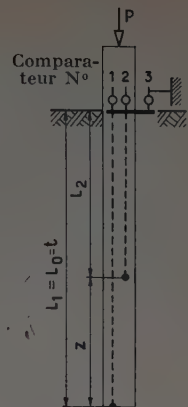


FIG. 10. — Dispositif de mesure des variations de longueur ΔL_1 et ΔL_2 pendant l'essai de chargement d'un pieu.

(D'après SCHENCK [18]
p. 33, fig. 28.)

4^e Essais de chargement.

Dans le projet de règlement DIN 1054 [16, paragraphe 5.37], il est recommandé, dans les cas où l'on dépasse les surcharges prescrites pour les pieux, de faire un essai de chargement. La moitié de la valeur limite est alors autorisée comme surcharge admissible, si la construction peut supporter sans dégâts les tassements prévus.

Aussi longtemps qu'il ne sera pas possible de déduire la part de la résistance de pointe et du frottement latéral, ainsi que la répartition de ce dernier, les résultats des essais de chargement ne résoudront rien. C'est pourquoi il y a lieu de compléter les mesures en observant pendant le chargement, le changement de longueur ΔL_0 de la partie enterrée et ΔL_z d'une partie quelconque z du pieu (fig. 10). On y arrive par la fixation de deux tiges à l'intérieur d'un pieu creux. De ces nouvelles valeurs ΔL_0 et ΔL_z deux inconnues pourront être calculées, suivant le tableau 3,

TABEAU III.

ÉVALUATION DES CHARGES D'ESSAI D'APRÈS LA MÉTHODE DE SCHENCK (1938)

$$\frac{f}{f'} = \frac{\Delta L_0 - \frac{L_0}{Z} \Delta L_z}{\Delta L' - \Delta L_0} \quad (\text{fig. 10}) \quad \Delta L' = P \frac{L_0}{EF}$$

f/f'		CENTRE de gravité t_0/L_0	DISTRIBUTION proposée	f	f'	
$Z/L_0 = 0,4$	$Z/L_0 = 0,5$				$Z/L_0 = 0,4$	$Z/L_0 = 0,5$
0,42	0,38	1/3		1,5	3,57	4,00
0,60	0,50	1/2		2,0	3,33	4,00
0,96	0,75	2/3		3,0	3,12	4,00

$$P_r = f' \frac{EF}{L_0} \left[\Delta L_0 - \frac{L_0}{Z} \Delta L_z \right]$$

$$P_r = f \left[P - \Delta L_0 \frac{EF}{L_0} \right]$$

$$P_s = P - P_r$$

à savoir la résistance à la pointe et le centre de gravité de la surface de répartition du frottement latéral. Théoriquement il est possible de faire correspondre à ce centre de gravité un nombre infini de surfaces de répartition. D'après la méthode *f*, proposée par SCHENCK [23, 18], certaines surfaces simples sont choisies, de sorte qu'il y a un rapport univoque — bien entendu hypothétique — entre le centre de gravité et la surface de répartition. Évidemment on suppose, que dans un sol uniforme le frottement latéral se produit tout le long du pieu, dans le sol, mais cela n'est pas indispensable.

Bien entendu cette méthode de mesure n'est applicable que pour des pieux en acier, dont le profil et le module d'élasticité sont constants. Ce dispositif a l'avantage, d'être assez robuste pour être employé sur un chantier. Jusqu'à maintenant, on a publié seulement le résultat des analyses d'essais de chargement de trois pieux [18, 22]. D'après ces données, il existe des différences sensibles dans l'augmentation de la résistance à la pointe et du frottement latéral pendant l'essai de chargement, selon que les pieux prennent principalement appui par la pointe ou par le frottement latéral. Le frottement latéral aussi a une répartition, qui ne concorde pas avec les hypothèses de la théorie de la poussée des sols (fig. 11). Les résultats obtenus jusqu'à maintenant par SCHENCK justifient la méfiance éprouvée à l'égard de l'emploi de la théorie de la poussée des sols.

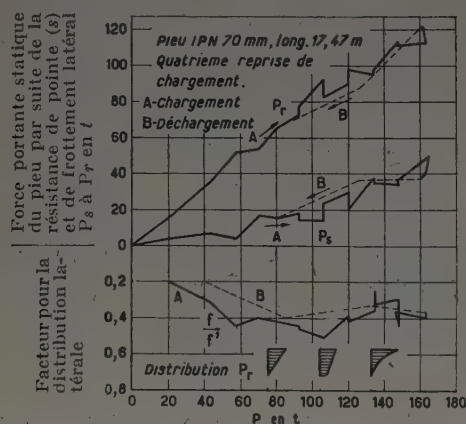


FIG. 11. — Exemple de distribution du frottement latéral le long du pieu et de répartition de la force portante entre le frottement latéral et la résistance de pointe suivant la méthode *f*.

(D'après SCHENCK [22] p. 65, fig. 18.)

Il va sans dire, que les observations faites avec cette méthode sont encore insuffisantes, pour en tirer des conclusions étendues. Cependant la répartition du frottement latéral ne s'accorde pas mal avec les valeurs qu'on obtient, si l'on considère le pieu et le sol comme un système statique indéfini. Bien entendu il faut prendre en considération, que des répartitions ayant leur plus grande valeur à la surface du sol, sont invraisemblables pour des sols, ayant une cohésion petite ou nulle. Mais on peut les remplacer par d'autres répartitions, ayant le même centre de gravité et une valeur nulle à la surface du sol.

Dans le cas simplifié d'un pieu compressible et d'un sol rigide — comme un sable comprimé fortement par le battage (fig. 2) — les formes de répartition pourront être déduites des remarques suivantes (fig. 12) :

La valeur totale du coefficient de frottement interne *m* pour le frottement latéral est atteinte après le déplacement ΔL_1 du pieu. Si la pointe est immobile, le déplacement correspond au changement de longueur ΔL , dépendant des forces normales *P*, qui de leur côté sont fonction de la répartition du frottement latéral. Suivant la théorie de la poussée des sols, ce dernier atteint son maximum seulement, si le déplacement dépasse une valeur ΔL_1 . Pour cela il n'est pas nécessaire, que les répartitions aillent jusqu'au pied du pieu, surtout pour de petites charges. D'autre part le centre de gravité du frottement latéral doit normalement baisser pour des charges croissantes.

Outre l'importance pratique, déjà mentionnée, il y a aussi un intérêt scientifique à mesurer la répartition entre la résistance de pointe et le frottement latéral. Ce n'est qu'ainsi, qu'on pourra parer à la multiplication des formules théoriques.

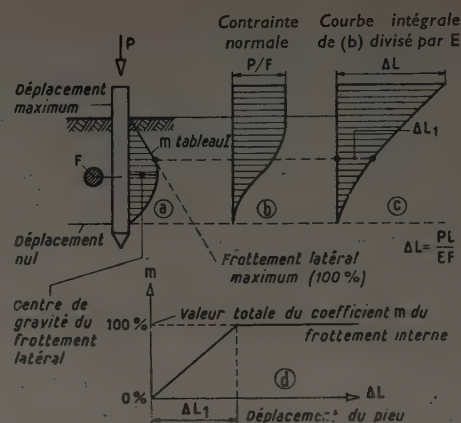


FIG. 12. — Rapport entre le diagramme contrainte-déplacement, le frottement latéral, le déplacement du pieu par suite de la compression et la répartition du frottement latéral.

De ce fait, les essais sur modèles réduits dans une caisse de sable, en cours depuis 2 ans à « l'Institut de mécanique des sols et des travaux de fondations » de Karlsruhe, méritent une attention spéciale. Des tubes en acier, munis de nombreux appareils de mesure Maihak, sont placés dans du sable sec, qui a été disposé en couches et tassé (Zweck). L'effort sur les pieux est obtenu à l'aide de leviers. Sur les appareils de mesure, le long du pieu, et à la pointe, on peut lire directement à des profondeurs et sous des charges différentes, la répartition de la pression latérale et la résistance à la pointe. En outre le grand nombre des points de mesure donne des indications plus exactes sur la répartition de la pression latérale, contrairement au système de mesurage en deux points de la méthode *f*. (Voir communication de M. ZWICK, p. 367 à 370.)

5^o Essais de pénétration en profondeur.

La méthode de l'essai en place très appliquée aux Pays-Bas et en Belgique, n'a pas encore été introduite en Allemagne, bien que la situation géologique soit semblable dans le littoral du nord-ouest et dans quelques ports de la mer Baltique. Mais récemment la DEGEBO (HOFFMANN) a construit un appareil de pénétration en profondeur pour mesurer la pression de pointe, qui a dépassé maintenant le stade des essais (fig. 13).

Il est constitué d'une seule pièce. La pression à la pointe est indiquée par un appareil Maihak. Avec cet appareil, de nom-

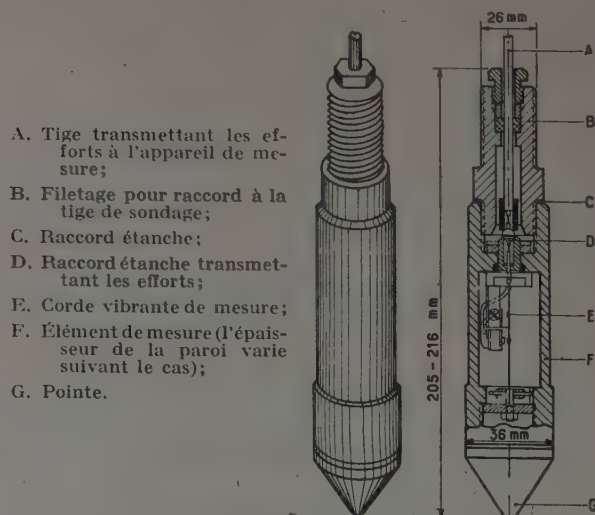


FIG. 13. — Dispositif de mesure des pressions à la pointe par corde sonore, système Maihak.

(D'après KAHL-MUHS [24] p. 83, fig. 8.)

breux essais ont été faits dans une caisse de sable à Berlin [24]. Comme cet appareil a la même forme qu'un pieu, on peut considérer ces essais comme des recherches sur modèle réduit. Ils ressemblent par conséquent aux essais de Hanovre et de Karlsruhe, bien qu'ils aient un autre but. Du sable à grains réguliers a été disposé, complètement sec ou humide, dans une caisse, en couches de densités variables et munie d'entre-couches colorées. L'effort sur la tige a été obtenu au moyen d'un vérin hydraulique. Outre la pression de la pointe, les tensions dans le sol, à côté et sous la tige, ont été mesurées par des appareils de Maihak pour avoir une notion des modifications causées par la compression du sol et qui, par là, peuvent fausser les résultats des essais. En outre, les couches colorées indiquaient la déformation du sable aux environs de la tige (fig. 2).

Quoique cet appareil de pénétration indique la résistance du noyau central du sable comprimé et non du sol naturel, on constate des différences très caractéristiques entre les couches de différentes densités : cet appareil de pénétration est donc approprié à la détermination de la compacité du sol naturel (fig. 14). Des essais effectués sur le terrain (fig. 15) ont confirmé ces résultats et ont montré aussi l'influence de la hauteur de la couche traversée sur la résistance de pointe.

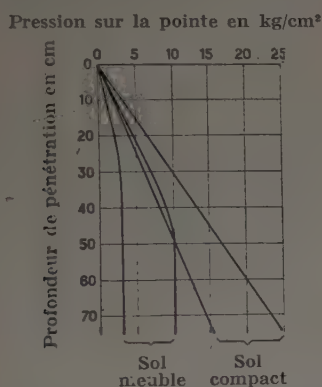


FIG. 14. — Relation entre la pression à la pointe, la profondeur d'enfoncement et la densité de la couche du sol.

(D'après KAHL-MUHS [24] p. 87, fig. 18.)

6° Sécurité contre le flambement.

Si les pieux sont complètement enfoncés dans le sol, conformément à la pratique, même un sol très mou suffit à éliminer un danger de flambement pour une charge assez centrée sur un pieu vertical [25, 27, 29]. Si au contraire, une partie assez longue des pieux se trouve à l'air ou dans l'eau, il faut prendre certaines précautions pour la sécurité contre le flambement. Il n'existe malheureusement presque pas d'essais, en ce qui concerne les fondations sur pieux, donnant la longueur du flambement ainsi que la façon dont le pied des pieux est maintenu (formule de flambement d'après Euler). Les vieilles notions théoriques d'après lesquelles on considère le pieu comme encastré s'il est enfoncé sur 1/3 de sa longueur, sont simples mais inexactes [26]. Des calculs approfondis se basent sur l'appui du pieu dans le sol par un coefficient de raideur horizontal constant, comme par exemple dans une recherche poussée de Walter [27].

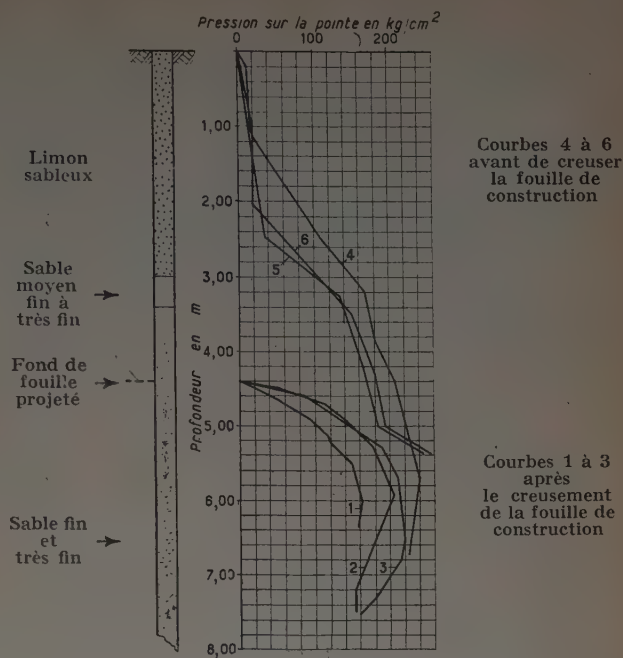


FIG. 15. — Relation entre la pression à la pointe et la profondeur d'enfoncement dans le terrain.

1-3 : Mesures dans la fouille, 4-6 : mesures à côté de la fouille. (D'après KAHL-MUHS [24] p. 87, fig. 19 b.)

7° Conclusion.

En résumé je dirai, pour ce qui est de la force portante des pieux, qu'il y a malheureusement plus de théories que de mesures. De ce fait beaucoup de théories se maintiennent plus longtemps qu'elles ne le méritent. Il serait utile dans l'avenir, d'insister sur l'intérêt d'une multiplication des mesures, et sur le fait que des observations sur des pieux réels sont préférables à des essais sur modèles. Quand il s'agit d'attribuer des crédits, mieux vaut les consacrer à des expériences sur le chantier; la technique de mesurage actuelle est suffisamment développée, pour pouvoir résoudre tous les problèmes qui se posent.

Quoi qu'il en soit nous estimons que les résultats actuels ne confirment pas les formules déduites de la théorie pas plus que les formules de battage. C'est pourquoi la réserve, et la défense que contient la nouvelle édition de Din 1054 sont bien fondées. Les formules nouvelles sont beaucoup plus compliquées que les anciennes, elles contiennent plus de variables, mais jusqu'à présent il n'est pas encore dit, que cet effort sera récompensé par un meilleur accord avec la réalité. En outre, des formules mathématiques trop compliquées et contenant trop de facteurs à mesurer avant application ont une valeur réduite, pour la réalisation pratique.

DISCUSSION

M. SKEMPTON félicite M. SCHULTZE et ouvre la discussion.

M. MAYER. — J'ai été très intéressé par la communication de M. SCHULTZE. Je crois que le scepticisme de celui-ci à l'égard des formules est tout de même excessif. L'exposé de M. LOHEAC montrera que dans certains cas il y a une excellente coïncidence entre les résultats des formules et ceux des essais. L'objet de la réunion est précisément de voir si l'on peut, par des formules, arriver à prévoir la résistance des pieux en fonction des caractéristiques du terrain. Il faut espérer qu'on y arrivera.

M. SCHULTZE. — Je suis bien d'accord avec M. MAYER sur le fait que c'est le but à atteindre. Mais en l'espèce, il s'agit de normes, c'est-à-dire de directives pratiques destinées aux constructeurs et non de recherches d'ordre scientifique.

M. BUISSON. — M. SCHULTZE a les mêmes préoccupations que nous et ses mesures se raccordent avec celles faites ailleurs. La correspondance entre les formules de battage et la force portante est partout à l'ordre du jour et on doit arriver à une correspondance valable dans les essais. Nous avons trouvé dans les essais de pénétration que, pour un refus

minimum de 3 mm, le rapport entre la force dynamique et la force statique reste en moyenne de l'ordre de 1, mais est, en réalité compris entre 0,7 et 1,3 pour les sols sableux et calcaires; si le refus est inférieur, la résistance statique est sensiblement obtenue en réduisant la résistance dynamique dans la proportion du refus obtenu à 3 mm. Mais, on constate aussi une grande dispersion qui montre l'influence de la nature du sol.

M. KERISEL. — La théorie et la pratique doivent marcher de pair mais la théorie est en avance, car la pratique est difficile. L'angle de frottement interne varie avec la densité; au cours des essais dont vous parlerez M. CAQUOT on a eu une augmentation considérable de la densité, de 1,55 à 1,80. ϕ diminue le long de la ligne de glissement. Dans les formules on prend un angle de frottement unique alors qu'il varie dans la réalité.

Par ailleurs, dans les essais de gonflement de la paroi latérale d'un pieu quels sont l'ordre de grandeur de la butée du sol et l'origine de la surface de rupture en as de trèfle ?

M. SCHULTZE. — La forme en as de trèfle est due à l'appareillage. Le pieu comportait trois coquilles de 120°. La valeur maximum de la résistance au refoulement devant le cylindre de 50 cm de hauteur a été en moyenne de 3 500 kg dans du sable dense très tassé. Elle se produisit pour un déplacement d'environ 15 mm. Dans du sable de densité moyenne l'effort a été d'environ 1 200 kg et dans du sable meuble de 300 kg.

M. GEUZE. — Nous avons fait des essais analogues avec un cylindre avec gonflement continu.

M. SCHULTZE. — La séparation en trois tronçons avait simplement pour objet de simplifier l'appareillage. Cet essai était destiné à voir l'effet de l'enfoncement du pieu qui chasse le sable de part et d'autre et qui produit un mouvement horizontal, d'où la mobilisation de la butée du sol.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] MEYER-PETER, Vorlesung über Grundbau. Verlag des Akademischen Ingenieurvereins an der E. T. H. Zürich, p. 55, 1947.
- [2] KREY, Erddruck, Erdwiderstand. 5. Auflage, Berlin, Verlag W. Ernst & Sohn, p. 148, 1936.
- [3] DÖRR, Die Tragfähigkeit der Pfähle. Berlin, Verlag W. Ernst & Sohn, 1922.
- [4] DÖRR, Die Tragfähigkeit der Pfähle. *Bautechnik* 10, p. 447, 1932.
- [5] FRÖHLICH, Druckverteilung im Baugrunde. Wien, Springer-verlag, p. 83, 1934.
- [6] MAAG, Grenzbelastung des Baugrundes. Erdbaukurs E. T. H. Zürich, s. a. Strasse und Verkehr 24, p. 349, 1938.
- [7] MAAG, Eine statische Methode zur Berechnung der Tragfähigkeit von Rammpfählen. *Schweizerische Bauzeitung* 65, p. 405, 1947.
- [8] PRANDTL, Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten Kgl. Ges. d. Wiss. Göttingen, Math. Phys. Klasse, Berlin, Heft 1, p. 74, 1920.
- [9] JAKY, On the bearing capacity of piles. Proc. 2. Int. Conf. Soil mech. Found. Eng. Rotterdam, vol. I, p. 100, 1948.
- [10] CAQUOT-KERISEL, Théorie générale de la force portante des pieux. *Travaux*, 32, p. 313, 1948.
- [11] OHDE, Zur Gestaltung und Berechnung von Pfahlrosten. *Strassen- und Tiefbau*, 1951, n° 9 à 12, 1951.
- [12] OHDE, Grundbaumechanik; Hütte, Taschenbuch des Ingenieurs Bd. III, p. 936, 1951.
- [13] STRECK, Die erdstatische Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen. Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, n° 1, p. 82, 1952.
- [14] SCHULTZE, Eine statische Methode zur Berechnung der Tragfähigkeit von Rammpfählen. *Bauplanung und Bautechnik* 2, p. 359, 1948.
- [15] KASTNER, Über den echten Gebirgsdruck beim Bau tiefliegender Tunnel. *Östr. Bauzeitschrift* 4, p. 157 et 179, 1949.
- [16] NEUFASSUNG VON, Din 1054: Gründungen. Zulässige Belastung von Flächen- und Pfahlgründungen. *Bautechnik* 28, p. 257, 1951.
- [17] BUCHHOLZ, Erdwiderstand auf Ankerplatten. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft 12 (1930/31), p. 300, 1932.
- [18] SCHENCK, Der Rammpfahl. Neuere Erkenntnisse aus Theorie und Praxis. Berlin, Verlag W. Ernst & Sohn, 1951.
- [19] SCHULTZE-MUHS, Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. Berlin, Springer-Verlag, 1950.
- [20] HOFFMANN, Beitrag zur Frage der statischen und dynamischen Pfahltragfähigkeit. Abhandlungen über Bodenmechanik und Grundbau. Erich Schmidt-Verlag, Berlin, Bielefeld, Detmold., p. 150, 1948.
- [21] GRASSHOFF, Zur Frage der dynamischen Rammformeln. *Bautechnik* 29, p. 53, 1952.
- [22] SCHENCK, Erfahrungen mit Stahlrammpfählen bei der Gründung des Pier A der Getreideanlage am Hafen III in Bremen. *Bautechnik* 29, p. 36 et 62, 1952.
- [23] SCHENCK, Zur Frage der Tragfähigkeit von Rammpfählen. *Bautechnik* 16, p. 731, 1938.
- [24] KAHL-MUHS, Über die Untersuchung des Baugrundes mit einer Spitzendrucksonde. *Bautechnik* 29, p. 81, 1952.
- [25] HABICHT, Die Knickberechnung von Gründungspfählen. *Planen und Bauen* 4, p. 165, 1950.
- [26] ALBRECHT, Beitrag zur Festlegung der Knicklänge des Einzelpfahls mehrreihiger Pfahljoche. *Bautechnik* 24, p. 49 et 25, p. 287, 1947.
- [27] WALTER, Das Knickproblem bei Spitzenpfählen, deren Schaft ganz oder teilweise in nachgiebigem Boden steht. *Bautechnik-Archiv*, n° 6, p. 40, 1951.
- [28] STEINFELD, Über den räumlichen Erdwiderstand Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, n° 3, p. 51, 1953.
- [29] GLICK, Influence of soft ground on the design of long piles. Proceedings Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, vol. IV, p. 84, 1948.

PRÉSIDENCE DE M. SKEMPTON

RÉSULTATS D'ESSAIS DE PÉNÉTRATION EN PROFONDEUR ET DE MISE EN CHARGE DE PIEUX-MOÛLE

Par M. E. C. W. A. GEUZE,

Professeur à l'Université Technique de Delft, Directeur du Laboratoire de Mécanique des Sols.

INTRODUCTION

La méthode d'essais de pénétration en profondeur s'est développée de plus en plus aux Pays-Bas comme un moyen indispensable de mesure de la charge admissible des pieux.

Dans les mauvais terrains de Hollande, les couches résistantes se trouvent souvent à des profondeurs considérables, de sorte que la charge portante des pieux dépend entièrement de la résistance à la pointe. On a même souvent à faire à une charge supplémentaire due au frottement négatif. Ces conditions ont favorisé l'usage des pieux à base élargie.

Ainsi la méthode d'essais de pénétration en profondeur a pris de l'importance, à cause des renseignements utiles qu'elle donne pour fixer la force résistante limite du sol à la pénétration de la pointe.

On a souvent discuté l'application de ces résultats au calcul de la charge admissible des pieux. Il faut admettre que, pour plusieurs raisons, la comparaison des résultats des essais de pénétration en profondeur et de mise en charge des pieux, suscite des doutes sur l'efficacité de la méthode.

DÉFAUTS DES MÉTHODES D'ESSAIS DIRECTS

La méthode courante d'essais de mise en charge présente en général deux défauts.

1° La charge maximum est limitée à une valeur correspondant à un enfoncement de quelques centimètres de la tête du pieu. Souvent cet enfoncement qui correspond au raccourcissement du pieu, ne représente pas la limite de rupture du sol.

2° Après la mise en charge (et le déchargement), un essai d'arrachement est souvent effectué, le soulèvement de la tête du pieu étant du même ordre de grandeur que l'enfoncement précédent.

Ces limites résultent souvent de l'usage de vérins hydrauliques à mouvement limité.

Le calcul de la résistance limite à la pointe se fait par soustraction des valeurs ainsi obtenues par les deux essais, qui ne représentent pas des conditions extrêmes.

Dans nos essais, nous avons constaté de plus, que le frottement latéral dans les couches de sols cohérents augmente fortement pendant le temps qui s'écoule entre l'essai d'enfoncement et d'arrachement.

Ces défauts ont été exposés par plusieurs auteurs.

RÉSUMÉ

Les essais de pénétration exécutés en vue de déterminer la charge portante des pieux ont pris une grande extension aux Pays-Bas, en raison de la nécessité où l'on se trouve de connaître très exactement la résistance de pointe et ils sont supérieurs aux essais de chargement direct dont l'interprétation est souvent difficile.

Malgré de nombreuses études entreprises sur les essais de pénétration en profondeur, la théorie de ces essais n'est pas encore absolument au point.

Une étude a été entreprise pour comparer *in situ* les résultats d'essais de pénétration en profondeur et d'essais de chargement sur pieux-modèle. Elle a permis d'étudier l'influence du diamètre de la pointe sur la charge portante, critère fondamental dans l'interprétation des essais de pénétration.

SUMMARY

The penetration tests performed to determine the bearing capacity of piles have been greatly developed in the Netherlands, because of the necessity of knowing the toe resistance very accurately. Such tests are better than the direct loading tests, the results of which are often hard to be interpreted.

Despite numerous investigations made on deep penetration tests, the theory of these tests is not yet absolutely completed.

An investigation has been undertaken to compare on the site the results of deep penetration tests and of model pile loading tests. This has enabled to study the influence of the toe diameter on the bearing capacity, a fundamental criterion in interpreting penetration tests.

BASE THÉORIQUE DE LA MÉTHODE D'ESSAIS DE PÉNÉTRATION

La méthode d'essais de pénétration en profondeur a été développée par M. KEVERLING BUISMAN sur la base de l'analogie avec la pénétration de la pointe d'un pieu.

La théorie de M. BUISMAN représente l'extension d'une théorie de M. PRANDTL sur les conditions de rupture dans un terrain (surcharge à côté de la bande chargée représentant le poids propre des couches supérieures).

Cependant, dans le cas d'un cône isolé qui s'enfonce jusqu'à la limite de rupture du sol, la théorie Prandtl-Buisman se heurte à quelques limitations significatives.

1° Le refoulement à côté de la bande chargée est limité à la masse du sol au-dessous de la surface chargée, tandis qu'à la pénétration d'un cône isolé au-dessous de l'extrémité inférieure du tube, le sol est refoulé aussi au-dessus de la base du cône.

La construction ancienne de l'appareil même permettait un refoulement complet à mesure que le cône s'enfonçait dans le sol. C'est ainsi, que les conditions de l'essai ne concordaient pas avec les hypothèses de la théorie.

Plusieurs auteurs ont fait un effort pour changer ces hypothèses (DE BEER, BUISSON, CAQUOT, KOPPEJAN). Les calculs selon ces hypothèses donnent des résultats satisfaisants du point de vue de la détermination de la charge portante des pieux. Ils nous ont permis d'introduire l'effet de l'hétérogénéité des couches par exemple, dans le cas d'une couche de sable (résistante) enfermée entre des couches d'argile (de faible résistance); c'est le cas le plus simple, qui dans une masse de sol se répète avec une diversité illimitée pour les résistances et les épaisseurs des couches.

2° La pénétration d'un cône correspond à un problème de déformations du sol à symétrie axiale. La solution mathématique de ce problème s'est montrée extrêmement difficile jusqu'à présent.

On s'est alors contenté des résultats d'essais de comparaison de coins et de cônes. La résistance d'un cône serait supérieure à celle d'un coin (de même surface) dans le rapport de 1,1 à 1,3. Comme base d'une hypothèse ce résultat n'est vraiment pas satisfaisant.

RÉSULTAT D'ESSAIS DE PÉNÉTRATION DE CONES DANS LE LABORATOIRE

M. BUISMAN a exécuté plusieurs essais avec des cônes et des coins à la surface de sables surchargés. On peut déduire de ces résultats les conclusions suivantes :

1° La pénétration z d'un cône chargé par des forces verticales progressives P dans un sable à surcharge constante p_0 augmente suivant la relation :

$$\frac{P}{\pi z^2 \operatorname{tg}^2 \theta} = \text{constante}$$

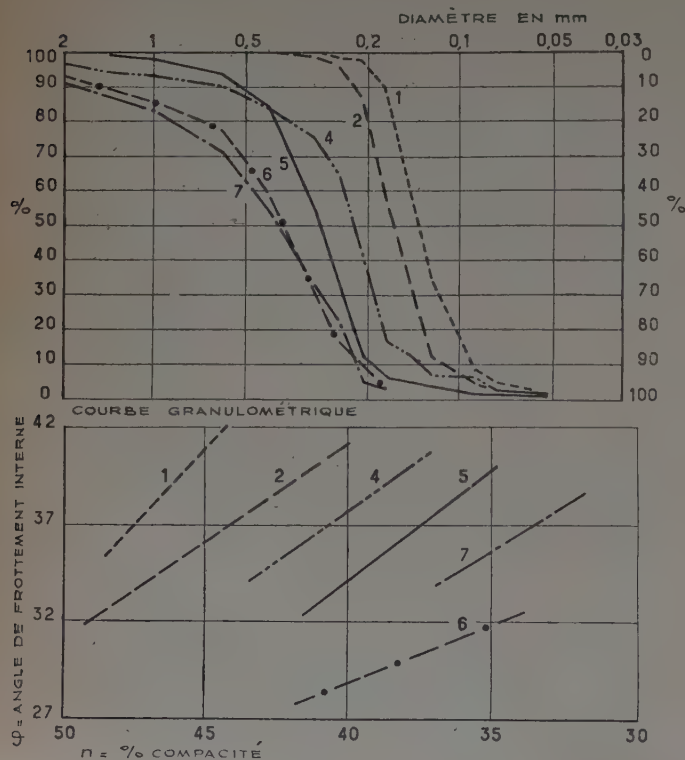


FIG. 1.

où θ = la moitié de l'angle au sommet du cône et $\pi z^2 \operatorname{tg}^2 \theta$ = la surface de la base de pénétration.

La constante est appelée la résistance limite à la pénétration $C_{k,0}$. La résistance limite a été mesurée dans le cas extrême du rapport des contraintes principales K_p (p = passif) dans les directions latérale et verticale, et le cas extrême de K_a (a = actif). La relation linéaire s'est montrée aussi valable pour les cas intermédiaires; la valeur de $C_{k,0}$ décroît alors des conditions maxima (qui sont à la base de la théorie Prandtl-Buisman) aux conditions minima.

2° Les essais ont également été exécutés sous une force P

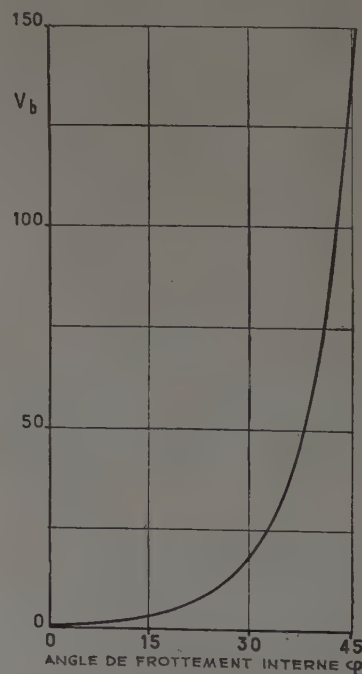


FIG. 2.

constante et sous une surcharge décroissante p_b . La relation entre P et p_b est linéaire, de façon que :

$$C_{k,0} = V_b p_b$$

où V_b = coefficient, qui ne dépend que de

- a , la compacité du sable;
- b , la nature du sable.

Bien que l'influence de ces quantités soit reconnue, aucune théorie satisfaisante n'a été exposée jusqu'à présent. Le sujet a été étudié cependant par l'ingénieur en chef du laboratoire de Delft, M. DE JOSSELIN DE JONG, qui nous en donnera une explication sous peu.

On connaît l'influence des quantités a et b . Dans le laboratoire de Delft, j'ai fait un grand nombre d'essais de la densité critique de sables de différentes granulométries. J'ai obtenu des résultats sous forme de rapport limités des contraintes principales et comme suite de l'angle limite de frottement interne φ .

Dans la théorie de M. BUISMAN, le coefficient obtenu selon la formule :

$$V_b = e\pi^{1/2} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

est applicable seulement au cas d'une bande chargée de longueur indéfinie. Ce cas nous permet d'étudier l'influence de l'angle φ . Dans la figure 1, l'angle φ varie entre 27° et 42° , la valeur de

$\operatorname{tg} \varphi$ entre 0,51 et 0,9 et la valeur de V_b entre 14 et 84 (fig. 2); soit un rapport de 1 à 6. Si nous admettons que le rapport de $\frac{V_b}{V_b}$ soit faible par rapport à l'unité, ce résultat nous montre l'influence considérable de la densité et de la nature du sable, dont M. CAQUOT nous a donné les bases dans ses études sur le frottement physique des grains enchevêtrés. Il nous explique en partie les valeurs des résistances divergentes mesurées dans les couches de sables dans le terrain, fait sur lequel j'avais l'honneur d'attirer votre attention dans une conférence en 1947 devant ce même Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

On arrive alors à la conclusion suivante :

La résistance spécifique $C_{k,0}$ s'est montrée indépendante du diamètre du cône dans les essais de laboratoire. Il s'agit alors de pénétrations faibles (ou petits diamètres des cônes).

Dans bien des cas, les résultats des essais de mise en charge et d'arrachement de pieux, même exécutés avec beaucoup de soins, ne suffisent pas pour obtenir une comparaison indiscutable entre les données d'essais de pénétration en profondeur (à cône de petite surface) et la résistance à la pointe, obtenue comme différence des valeurs de la charge limite et de l'effort de traction limite.

La théorie, qui nous permettra d'évaluer toutes ces grandeurs dans leur relation propre n'est pas encore au point. Nous disposons seulement de la méthode consistant à comparer dans les essais définis ci-après : essais de pénétration en profondeur et de mise en charge avec des pieux-modèle.

ESSAIS AVEC DES PIEUX-MODÈLE

Les essais ont pour but principal d'évaluer l'influence du diamètre de la pointe sur les valeurs de la charge admissible et de la charge limite des pieux; c'est le problème fondamental de l'interprétation des résultats des essais de pénétration en profondeur.

Les pieux-modèle.

On a construit des pieux-modèle en tubes d'acier ayant une pointe en forme de cône avec un angle au sommet de 60° . Les diamètres des pieux étaient de 36 mm (diamètre courant de l'appareil

de pénétration), 63, 114 et 192 mm (surfaces de 10, 30, 100 et 300 cm²).

Des dispositifs électroniques à la pointe permettent de mesurer les efforts verticaux sur le cône, avec des déplacements négligeables (0,020 mm de déplacement sous une pression sur le cône de 3 000 kg). La résistance totale à la pénétration est mesurée en tête des pieux. La méthode électronique permet de mesurer simultanément les grandeurs suivantes en fonction du temps :

- a , la résistance à la pointe;
- b , la résistance totale;
- c , le mouvement du cône;
- d , la vitesse de pénétration.

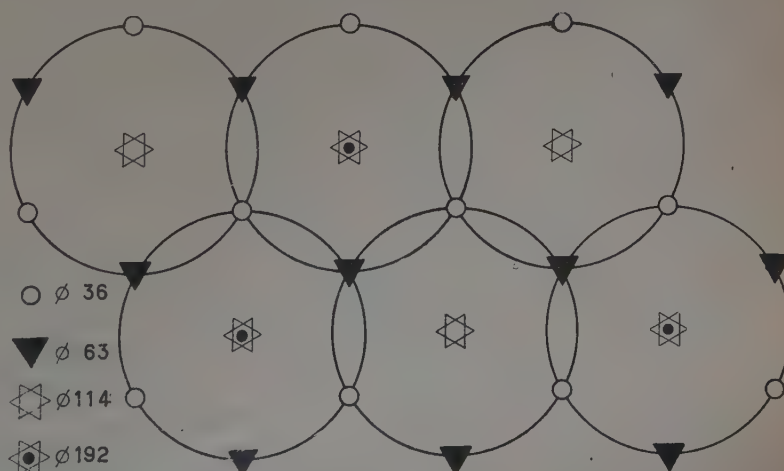
LE TERRAIN ET LA RÉALISATION DES ESSAIS

On avait choisi un terrain de propriétés sensiblement constantes, composé d'une couche de sable fin comprise entre deux couches d'argile molle et d'une couche de sable résistante en profondeur. Les pointes des appareils étaient implantées comme il est indiqué sur la figure 3, de sorte que la comparaison des résultats des pointes de différents diamètres était possible avec un minimum d'essais.

Les résultats (fig. 4) montrent que les résistances de la couche de sable varient relativement peu. Les différences observées dans les diagrammes résultent des variations de :

- a , l'épaisseur de la couche;
- b , la profondeur de la couche;
- c , la résistance à la pénétration en kilogrammes par centimètre carré.

FIG. 3. — Implantation des essais de pénétration pour les pieux à diamètre variable.



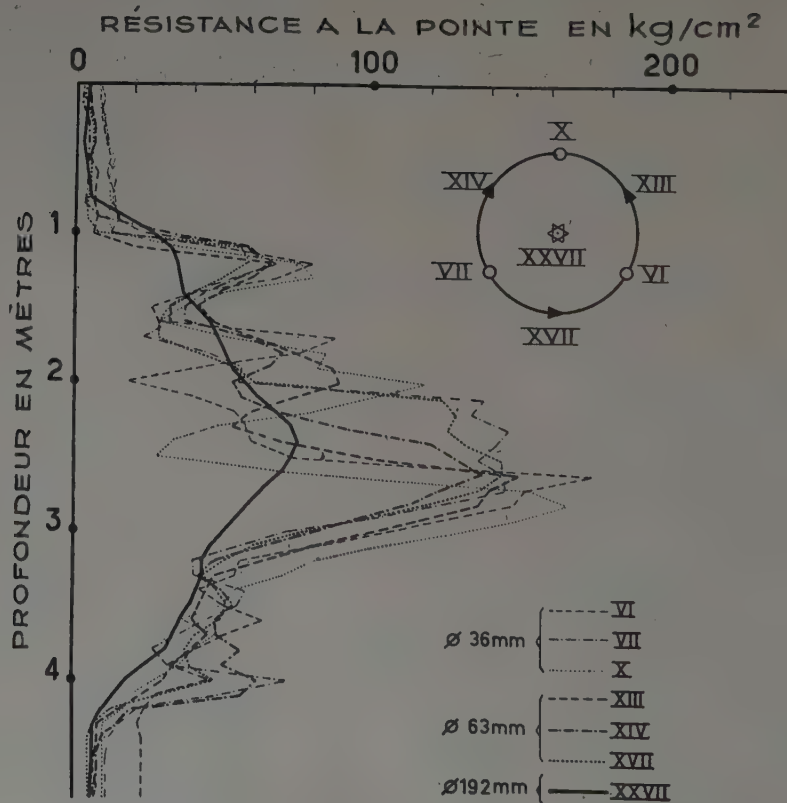
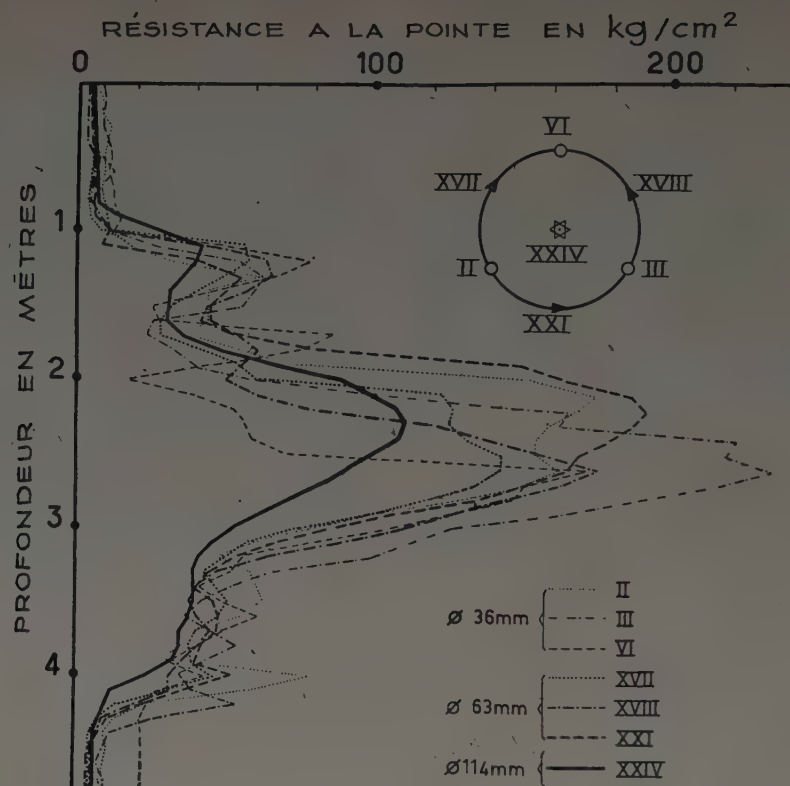


FIG. 4. — Ensemble des essais de pénétration.

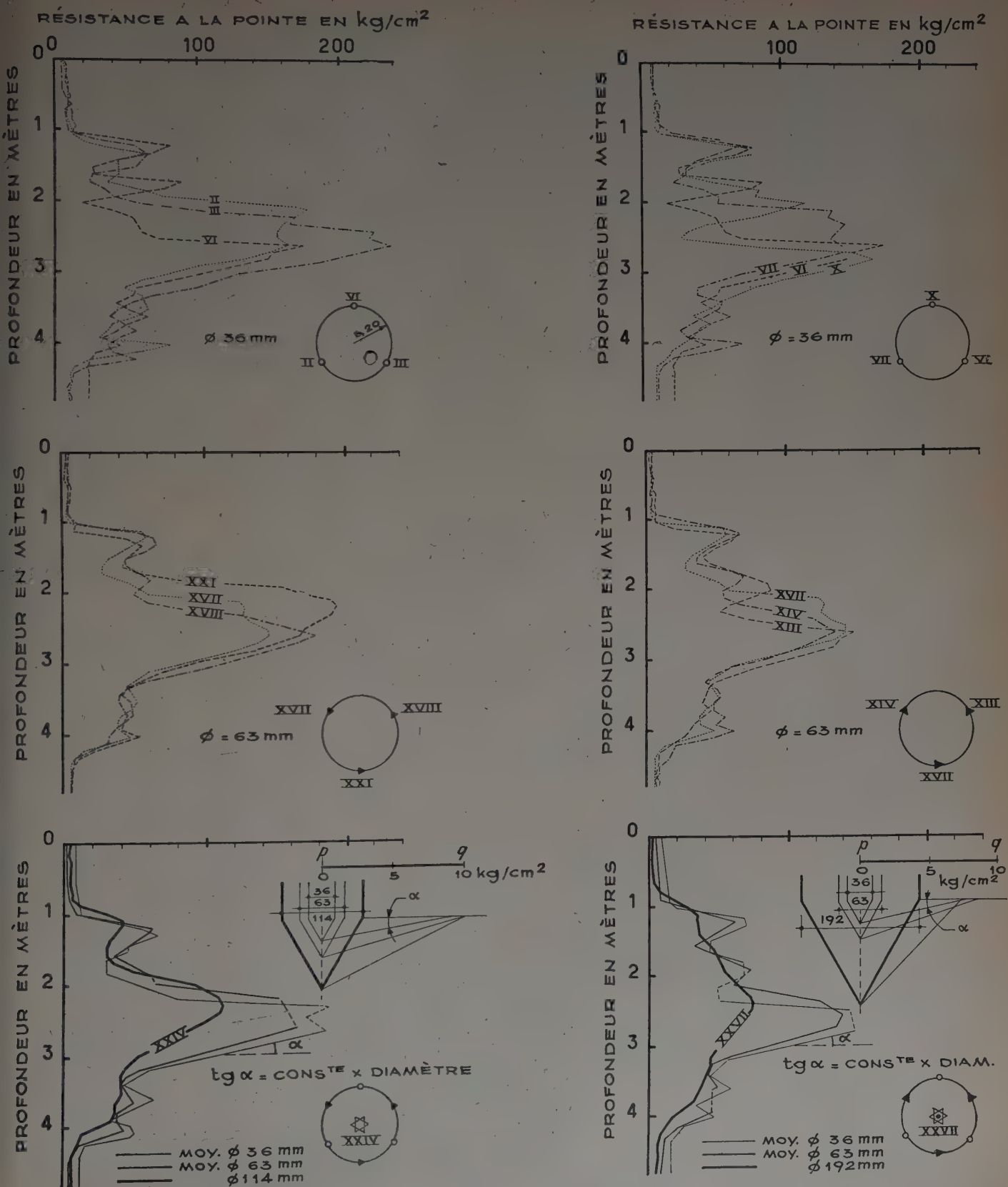


FIG. 5. — Résistances à la pointe en fonction du diamètre.

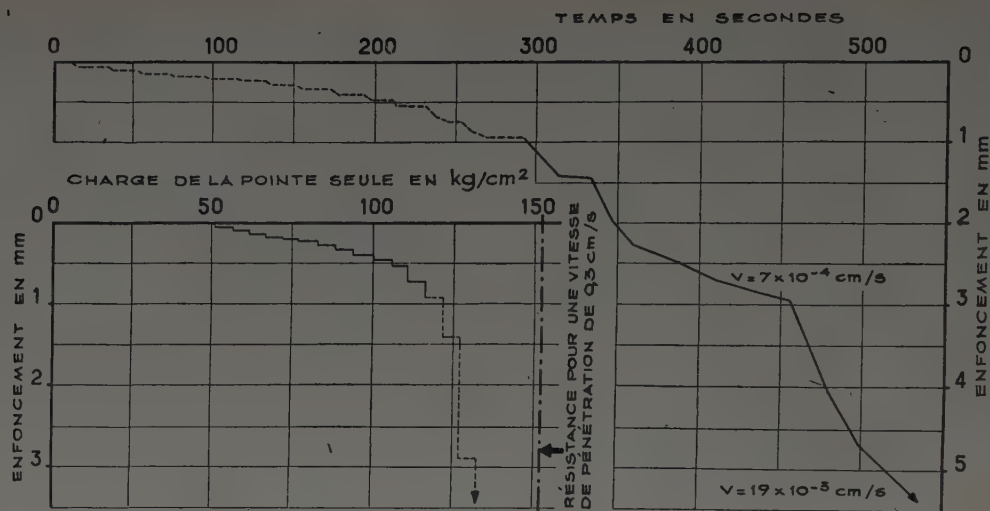


FIG. 6.

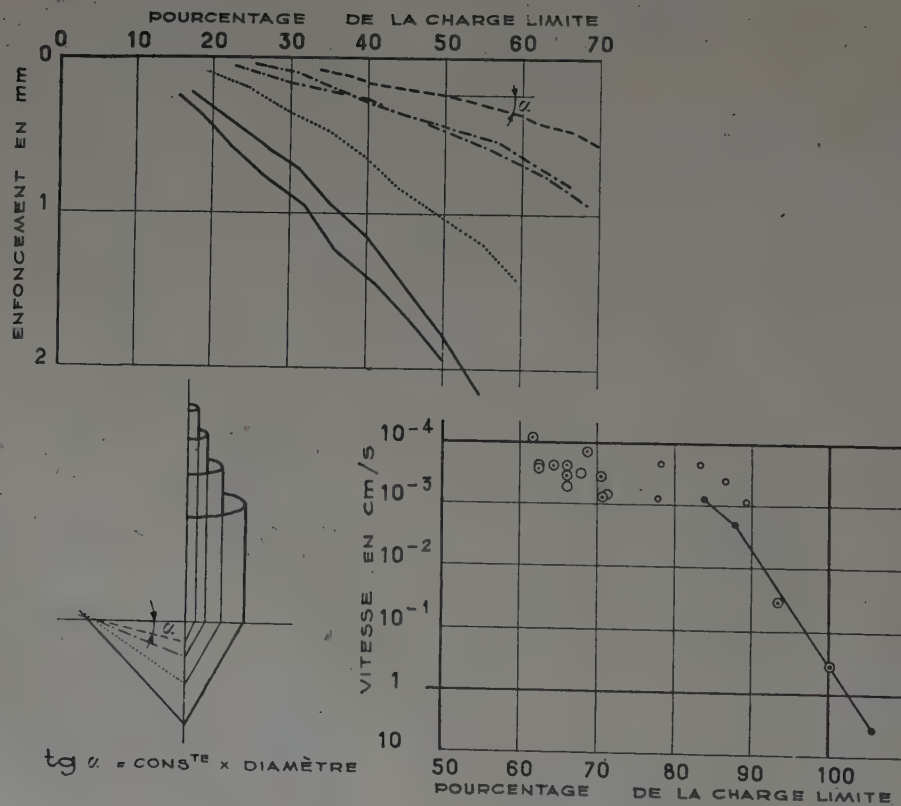


FIG. 7.

L'évaluation de ces variations nous permet d'en déduire les conclusions suivantes en ce qui concerne l'influence du diamètre sur les diagrammes de résistance, en fonction de la profondeur dans la couche de sable.

1° A l'entrée de la couche, la résistance croît moins vite que l'augmentation du diamètre.

2° A la sortie de la couche, la résistance montre une tendance à décroître plus vite que l'augmentation du diamètre.

3° Les pentes des lignes de résistance à l'entrée et à la sortie de la couche sont des fonctions linéaires du diamètre.

$$\operatorname{tg} \alpha = \text{constante} \times \text{diamètre.}$$

Ce fait important indique que nous avons à faire à un des états de contrainte *homothétiques*, c'est-à-dire que les dimensions de la zone de sable influencées par les forces autour de la pointe sont proportionnelles au diamètre.

4° La valeur maximum de la résistance dans la couche semble être plus petite à mesure que le diamètre est plus grand. Cela résulte du fait que l'influence de la résistance plus faible de la couche d'argile en profondeur se fait sentir à une distance plus grande à mesure que le diamètre est plus grand.

Pour la même raison, les variations de la résistance en fonction de la profondeur sont plus faibles à mesure que le diamètre est plus grand (fig. 5).

Résultats des essais de mise en charge.

Des essais de mise en charge étaient faits à plusieurs profondeurs dans la couche de sable en arrêtant l'essai de pénétration. Le résultat d'un de ces essais est montré sur la figure 6.

Les charges de pointe étaient augmentées d'un certain pourcentage de la résistance limite trouvée précédemment à cette profondeur par l'appareil qui descendait à raison de 3 mm/s. On attendait jusqu'à ce que l'enfoncement sous la charge constante fut stabilisé. Le diagramme nous montre une zone de proportionnalité des enfoncements aux charges résultant de la pénétration précédente.

La limite de proportionnalité étant dépassée, l'enfoncement obtenu pour chaque charge est limité à cause de l'état d'équilibre des contraintes. Après qu'on a dépassé une certaine charge, on obtient toujours une courbe appelée « la courbe hésitante » par M. DE JOSSELIN DE JONG, qui se compose d'une série de courbes successives sous charge constante, suivie par une courbe qui montre une partie droite (vitesse d'enfoncement constante sous charge constante), ce qui indique un processus de déformation de nature visqueuse.

Des essais de pénétration et de la dernière partie de la courbe de mise en charge, on a déduit le diagramme suivant (fig. 7), qui donne la relation entre la vitesse de pénétration et le pourcentage de la charge limite à la pointe. Ce diagramme nous montre un résultat qui ressemble beaucoup aux diagrammes des effets de la vitesse de déformation en rhéologie.

A partir d'une vitesse de 10^{-3} cm/s, l'accroissement de la résistance n'est pas très important.

On trouve un accroissement d'à peu près 7 % pour une augmentation de 1 à 10 de la vitesse.

La conclusion la plus importante tirée du diagramme des enfoncements limites en fonction des contraintes à la pointe (en pourcentages de la charge limite à la pénétration) (fig. 7) est la suivante :

Le module $\operatorname{tg} \alpha$ est une fonction linéaire du diamètre.

DISCUSSION

LE PRÉSIDENT félicite M. GEUZE de son exposé et ouvre la discussion.

M. MEYERHOF. — Quelle valeur du rapport $\frac{V_6}{V_9}$ avez-vous trouvée ? Est-il très différent de 1 ?

M. GEUZE. — Le rapport varie de 1,1 à 1,3 pour la pénétration du cône en surface.

M. MAYER. — Nous avons fait des études dont les résultats sont très voisins de ceux de M. KOPPEJAN sur les surfaces de glissement ; je pense qu'il y a lieu d'établir un contact entre les ingénieurs du laboratoire de Paris et M. KOPPEJAN. La discussion sera d'ailleurs plus fructueuse lorsque nous aurons entendu la communication de M. L'HERMINIER.

M. GOLDER. — Quel est le rapport entre les dimensions du pieu et celles des grains du sable ?

En Angleterre nous avons très peu de sable mais beaucoup de graviers dans lesquels la résistance en pointe mesurée au pénétromètre varie énormément et le rapport entre la dimension du cône et celle des grains ne peut être négligée.

M. GEUZE. — Les essais ont été faits dans des sables fins et non dans les galets. Un si petit cône ne peut pas donner la résistance dans les galets.

M. DE JOSSELIN DE JONG. — Nous n'avons rencontré des galets qu'une fois et c'est pourquoi nous n'avons pas étendu aux terrains comprenant des couches de graviers notre programme d'essais avec pieu en modèle réduit.

M. FLORENTIN. — Lorsque vous avez battu un pieu dans un sable fin saturé, avez-vous observé à l'arrachement une résistance supérieure à la force d'enfoncement précédente ?

M. GEUZE. — Jamais.

M. FLORENTIN. — C'est une curiosité que je tenais à signaler ; il nous est arrivé d'enfoncer des rails et de ne plus pouvoir les retirer. Le battage développe dans le sol une contrainte neutre positive ; l'arrachement une contrainte neutre négative, d'où un frottement latéral important.

M. GEUZE. — Dans les essais auxquels j'ai fait allusion, nous avons observé un accroissement du frottement latéral pendant le temps écoulé entre les essais de mise en charge et d'arrachement successifs, exécutés à la même profondeur. La différence des résistances cependant avait toujours une valeur positive.

M. KÉRISEL. — On commet fréquemment une erreur en admettant que la répartition des contraintes pendant l'arrachement et pendant l'enfoncement reste la même. Il peut y avoir dans le cas de l'essai de M. FLORENTIN une augmentation de ϕ par augmentation de la compacité.

M. BUISSON. — La résistance à l'arrachement observée aux essais de pénétration, est nettement supérieure dans le cas d'argiles thixotropiques, à la résistance au fonçage. Cela provient vraisemblablement du fait que, entre le moment où les essais sont terminés et le moment où le dispositif d'arrachement est placé, le temps écoulé est suffisant pour que déjà l'argile soit consolidée aussi bien par frottement qu'à la pointe. Dans ces conditions, la résistance à l'arrachement peut être supérieure à celle observée au fonçage toutes les fois que le sol contient des argiles ou des marnes de ce genre.

CONCLUSIONS DE PLUSIEURS ESSAIS DE CHARGEMENT DE PIEUX

Radzimir PIETKOWSKI,

Professeur à l'École Polytechnique de Varsovie

Par

Roman CZARNOTA-BOIARSKI,

Adjoint à l'École Polytechnique de Varsovie.

Définissons tout d'abord ce que l'on entend lorsqu'on parle de force portante d'un pieu. On sait que sous une charge un pieu tasse, et que son tassement augmente au fur et à mesure de l'accroissement de la charge. Les essais statiques permettent de tracer la courbe des affaissements en fonction des charges.

Si nous désignons par p la valeur de la charge et s le tassement (fig. 1), nous obtenons une courbe qui, en général, présente trois tronçons : le premier, ab de faible pente, le second, bc de pente plus forte, et le troisième, cd qui ne présente presque aucun accroissement de résistance lorsque l'on augmente la pression sur le pieu, ce dernier tronçon, comme l'observe avec raison M. MAYER, correspond au poinçonnement du terrain par la pointe du pieu.

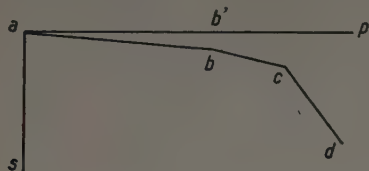


FIG. 1.

Dans son rapport à la Conférence de Rotterdam (*Proceedings*, II, 194) R. PIETKOWSKI a proposé de déterminer la force portante des pieux admissible en sécurité pour des fondations, en prenant les $2/3$ ou les $3/4$ de la valeur ab' sur le graphique. Une telle proposition est tout à fait raisonnable en théorie, mais en pratique, elle peut être parfois trop rigoureuse. En effet, les tassements d'un pieu sont mesurés en millimètres et se composent aussi bien de la déformation élastique du matériau du fût de pieu que de l'affaissement élastique et plastique du terrain.

La différence des tassements des pieux entre eux nous intéresse seule, et non les valeurs absolues des tassements. Si les couches résistantes se trouvent loin au-dessous de couches de faible résistance, et si les pieux sont longs, les affaissements du sol peuvent alors être même plus petits que la déformation élastique du matériau du fût. En un tel cas, la valeur de $b'b$ (fig. 1) est très petite et fixer la force portante du pieu selon la valeur ab' serait exagéré. Au contraire, si l'affaissement de la couche dans laquelle les pieux sont enfoncés est plus important que la déformation des fûts, l'hypothèse précédente peut rester raisonnable.

En cherchant dans ce rapport un mode de définition de la force portante des pieux, nous allons l'examiner en relation avec le tassement de 5 mm ou moins, si le tassement de 5 mm n'est pas atteint.

Les auteurs disposent des résultats de plusieurs essais entrepris dans diverses conditions sur des pieux forés en béton armé à l'air comprimé (système Wolfsholz). Ces essais n'avaient pas pour but des études scientifiques, mais étaient exécutés seulement pour vérifier la force portante des pieux exécutés pour diverses constructions (bâtiments ou travaux publics).

Avant de présenter les conclusions auxquelles les auteurs sont parvenus, il faut faire quelques remarques générales.

L'emploi des formules données par M. CAQUOT et M. KÉRISEL a donné des résultats exagérés. Les auteurs sont d'avis, qu'en cas de pieux forés, la résistance à la pointe est faible vis-à-vis de la résistance latérale.

Aussi, les auteurs sont d'accord avec les considérations du Dr. TERZAGHI (*Theoretical Soil Mechanics*, p. 206-215), qu'autour des fûts des pieux se forment des voûtes horizontales et qu'ensuite la pression latérale du sol, exercée sur les parois cylindriques de petit diamètre n'augmente plus, à partir d'une profondeur assez faible.

Dans ce rapport sont présentés les résultats du calcul de la force portante de trente-trois pieux et des essais de résistance. Les calculs sont basés sur les principes suivants :

1° Les pieux exécutés sous pression d'air comprimé sont plus gros dans les couches compressibles et plus minces dans les sols compacts; dans le calcul, sont introduites les surfaces latérales calculées en fonction du volume de béton employé pour chaque partie de fût, en retenant la moyenne pour chaque couche de sol.

2° La résistance au cisaillement du sol a été estimée conformément aux chiffres du tableau II. La résistance à la pointe par unité de surface a été supposée indépendante de la dimension de la pointe. On a en effet constaté que la résistance à la pointe n'entre que pour une petite partie dans la force portante totale.

3° Dans le calcul, on tient seulement compte des parties de fûts enfoncées dans les couches portantes logées au-dessous de couches éminemment compressibles, non consolidées, comme des tourbes, des limons en état plastique mou, etc.

RÉSUMÉ

SUMMARY

Les auteurs se préoccupent de donner d'abord une définition pratique de l'expression de la force portante des pieux. Ils donnent ensuite une méthode de calcul de force portante pour un type spécial de pieux forés (système Wolfsholz) en proposant des multiplicateurs déduits d'observations pratiques.

Les résultats de calcul sont comparés avec les observations des essais effectués sur 33 pieux de divers chantiers, et enfoncés dans différentes couches de sol.

Dans leurs études, les auteurs parviennent à la conclusion que la force portante des pieux forés est due principalement à leur résistance latérale au cisaillement, tandis que leur résistance à la pointe joue un rôle tout à fait secondaire.

At first, the authors try to give a practical definition to the expression of pile bearing capacity. Then they give a method of calculating the bearing capacity for a special type of drilled piles (Wolfsholz system), proposing coefficients deduced from practical observations.

The results of calculations are compared with observations of tests made on 33 piles at different worksites, and driven into different soil layers.

In their studies, the authors conclude that the bearing capacity of drilled piles is due mainly to their lateral shear strength, while their toe resistance plays an altogether secondary role.

TABLEAU I.

NUMÉRO du pieu	FORCE portante calculée	RÉSISTANCE observée	TASSE- MENTS	LONGUEUR du pieu		NUMÉRO du pieu	FORCE portante calculée	RÉSISTANCE observée	TASSE- MENTS	LONGUEUR du pieu	
				totale	portante					totale	portante
	t	t	mm	m	m		t	t	mm	m	m
1	52,0	47,0	5	16,0	4,3	18	46,7	59,6	3,2	8,7	4,2
2	58,0	60,6	5	11,9	5,9	19	42,8	48,3	5	8,3	3,8
3	69,4	65,5	5	11,9	11,2	20	62,7	63,0	5	10,0	9,9
4	52,5	51,5	5	8,9	8,9	21	71,4	57,0	5	12,0	9,0
5	66,4	65,0	5	8,9	8,9	22	54,7	68,0	5	15,0	6,0
6	60,3	58,0	5	11,0	8,5	23	36,2	32,5	5	15,0	6,2
7	76,6	88,7	3,3	9,0	8,7	24	65,1	67,0	5	15,0	6,8
8	64,8	64,2	5	7,5	7,1	25	56,1	56,8	5	11,4	5,9
9	72,8	74,0	2,2	8,3	7,8	26	45,0	43,0	5	9,6	4,1
10	31,0	31,0	5	6,0	2,8	27	66,3	65,0	5	14,7	7,8
11	53,3	56,0	5	10,2	7,0	28	56,0	39,5	5	14,7	7,8
12	75,5	72,9	3,8	8,1	8,1	29	75,3	77,8	3,8	14,7	7,8
13	49,3	50,5	5	8,2	6,0	30	54,0	48,0	5	14,7	7,8
14	58,2	59,5	5	8,8	6,0	31	79,6	80,1	4,5	10,5	9,1
15	65,3	65,0	5	11,0	7,7	32	78,9	80,1	4,7	9,5	7,5
16	19,8	32,4	1,6	6,5	1,2	33	73,8	71,0	5	18,2	6,3
17	64,5	62,5	5	15,0	4,5						

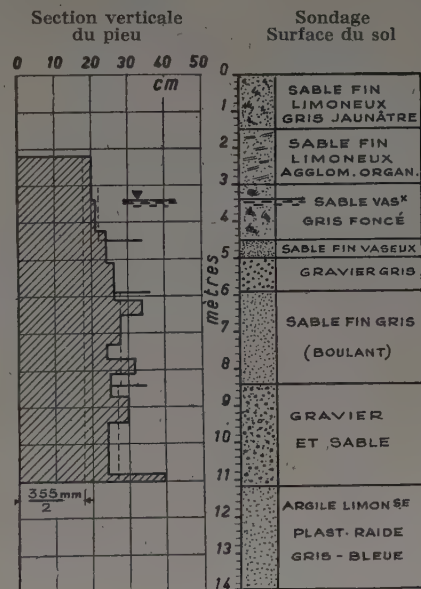
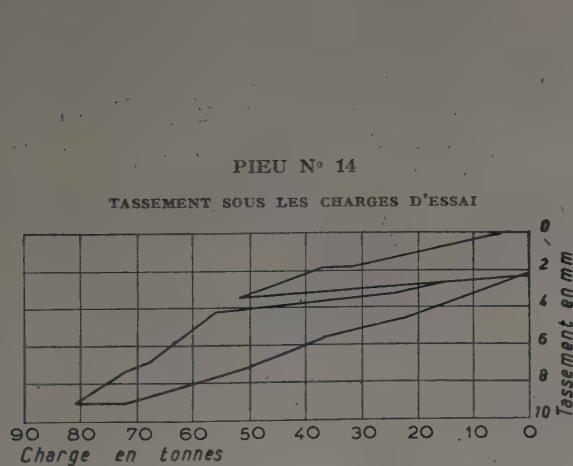


FIG. 2.

TABLEAU II.

LES SOLS	RÉSISTANCE au cisaillement	RÉSISTANCE à la pointe	LES SOLS	RÉSISTANCE au cisaillement	RÉSISTANCE à la pointe
	t/m²	t		t/m²	t
Gravier	6-7	5	Argile limoneuse compacte	4	1
Gravier avec sable	4	5	Glaize sableuse compacte.	6	3-5
Sable.	6-7	5	Glaize compacte	5	5
Sable fin.	4-6-7	5	Marne compacte	6-7	5
Sable boullant.	3-5	—	Argile compacte	6	3
Sable argileux	3	1	Argile limoneuse, argile sableuse,	2	—
Limon.	0-1,5	—	argile plastique molle	2,5	—
Vase	0-1	—	Marne molle.		

Les résultats des calculs et des observations des essais sont donnés dans le tableau I.

Pour expliquer les résultats des calculs, nous donnons, ci-après, quelques exemples caractéristiques de détermination de force portante de pieux.

1° Ainsi le pieu n° 14 (fig. 2) a sa partie supérieure sur 2,80 m dans des couches vaseuses d'une valeur portante insignifiante.

La résistance au cisaillement des couches inférieures peut être évaluée comme suit, en utilisant les valeurs unitaires données dans le tableau II et en simplifiant le calcul par l'introduction des diamètres moyens de fût :

Gravier	0,9 m $\times \pi \times 0,52 \times 6$ t =	8,9 t
Sable fin.	2,5 m $\times \pi \times 0,58 \times 5$ t =	22,8 t
Gravier et sable..	2,6 m $\times \pi \times 0,52 \times 6$ t =	25,5 t
		<hr/> 57,2 t

En ajoutant 1 t (tableau II) comme résistance à la pointe dans l'argile limoneuse compacte, on obtient la force portante calculée : $57,2 + 1 = 58,2$ t.

Le diagramme de tassement donne (fig. 2) une force portante de 59,5 t correspondante à un tassement de 5 mm.

2° Le pieu n° 1 a une longueur totale de 16 m. Dans les couches supérieures se trouvent :

de 0	jusqu'à 2	m ...	remblai
— 2	— 5	m ...	vase
— 5	— 6	m ...	sable fin
— 6	— 7	m ...	tourbe
— 7	— 10,5	m ...	argile limoneuse avec additions organiques
— 10,5	— 11,7	m....	tourbe

Sur la hauteur de 11,7 à 16 m, le pieu est enfoncé dans le sable et gravier.

Le calcul donne :

Résistance au cisaillement pour le fût de diamètre moyen 58 cm : $4,3 \times \pi \times 0,58 \times 6$.	47 t
Résistance à la pointe dans le sable et gravier.	5 t
	<hr/> 52 t

Le diagramme de l'essai de charge a donné une force portante de 47 t pour un tassement de 5 mm.

3° Le pieu n° 5 a une longueur totale de 8,9 m. Sur toute sa longueur, le pieu est enfoncé dans des couches portantes.

Résistance au cisaillement :

Marne molle.	$3,3 \times \pi \times 0,39 \times 2,5$	= 10,1 t
Sable fin	$2,1 \times \pi \times 0,40 \times 6$	= 15,8 t
Sable	$1,0 \times \pi \times 0,54 \times 6$	= 10,2 t
Gravier.	$2,5 \times \pi \times 0,46 \times 7$	= 25,5 t
		<hr/> 61,4 t

Résistance à la pointe dans le gravier. 5

Résistance totale calculée. $61,4 + 5 = 66,4$ t

Le diagramme de l'essai de charge a donné 65 t pour un tassement de 5 mm.

Il faut remarquer :

1° Que les sols sont classés selon les descriptions faites par des personnes différentes sur divers chantiers; néanmoins, les résistances calculées s'harmonisent en général bien avec les observations. Les auteurs ne disposent pas des renseignements nécessaires pour expliquer les discordances que l'on constate dans quelques essais si ce n'est que sur les chantiers on ne peut espérer une rigueur scientifique; on peut toujours, dans ces conditions, avoir quelques surprises.

2° Que les pieux qui donnent des tassements inférieurs à 5 mm montrent des limites de résistance unitaire plus élevées.

3° Que la méthode ici exposée peut servir pour déterminer d'avance la longueur des pieux projetés. Les auteurs en ont profité avec succès en plusieurs cas particuliers.

4° Que les calculs, confirmés par les observations, conduisent à la conclusion que la force portante d'un pieu foré est due principalement à sa résistance latérale au cisaillement, tandis que sa résistance à la pointe joue un rôle tout à fait secondaire.

Les pieux forés étaient exécutés en utilisant des tubes de 305 à 355 mm de diamètre extérieur.

Ajoutons enfin, que les auteurs n'ont pas encore réussi à analyser avec toute l'exactitude nécessaire les résultats techniques dont ils disposent et que leurs études seront poursuivies à la lumière de plusieurs autres essais.

PRÉSIDENTE DE M. SKEMPTON

ESSAI D'ENFONCEMENT SOUS VÉRINS D'UN PIEU EN BÉTON ARMÉ

MM. Jean BOUVIER,

Ingénieur des Arts et Manufactures,
Directeur Technique de l'Entreprise Fougerolle.

Par

Pierre LOHEAC,

ancien élève de l'École Polytechnique,
Chef du Bureau d'Études de l'Entreprise Fougerolle.

Introduction.

L'essai, dont les résultats vous sont très brièvement présentés aujourd'hui, a été réalisé dans le port de Boulogne-sur-Mer, sur les chantiers de l'Entreprise Fougerolle en accord avec le Service Maritime des Ponts et Chaussées, et avec le concours de M. l'Inspecteur Général MAYER.

Il a consisté essentiellement à enfoncer entièrement sous vérins, sur une hauteur de fiche de 8 m, un pieu en béton armé d'une section carrée de 0,40 m de côté et d'une longueur totale de 18 m.

Son but principal était de comparer les résultats ainsi obtenus avec les résistances au battage de pieux semblables dans le même terrain, calculées par la formule des Hollandais, dont l'application, à Boulogne, a d'autre part la garantie d'une très longue expérience.

Il a permis, en outre, après analyse d'échantillons du terrain, de confronter ces résultats avec les résistances calculées par la formule statique de MM. CAQUOT et KERISEL.

L'essai s'est étendu sur une période allant de fin août 1950 à la mi-avril 1951, soit d'environ 7 mois 1/2.

A. — Dispositions générales.

1^o Emplacement de l'essai.

L'emplacement fut choisi à l'extrémité de l'Éperon de la Gare Maritime, ouvrage détruit par faits de guerre et alors en cours de reconstruction totale (fig. 1).

A cette époque, une petite portion de l'ancien ouvrage subsistait, fournissant ainsi une plate-forme de travail au-dessus des plus hautes marées.



FIG. 1. — Port de Boulogne.
Emplacement de l'essai.

RÉSUMÉ

Sur un chantier à Boulogne-sur-Mer a été réalisé l'enfoncement sur 8 m de fiche, uniquement à l'aide de vérins, d'un pieu en béton armé de 0,40 × 0,40 de section et de 18 m de longueur.

La pression maximum atteinte a été de 400 t. Au cours de l'enfoncement, on a exécuté également un essai d'arrachage.

Le dispositif d'enfoncement prenait appui sur quatre pieux d'un ouvrage en cours de construction.

A diverses reprises, les essais ont été interrompus pendant un temps variable pour permettre de rechercher l'influence de la consolidation du terrain.

De même, on a cherché à étudier sous diverses charges l'enfoncement élastique avant poinçonnement.

Après les essais, un forage a été fait près du pieu avec prélèvements de terrain intact à différentes profondeurs.

Les résistances calculées en utilisant les formules de MM. CAQUOT et KERISEL avec les éléments trouvés par le Laboratoire sont en bonne concordance avec les résultats tirés des essais. Ceux-ci concordent également avec les résistances au battage des pieux voisins calculées par la formule des Hollandais qui, à Boulogne-sur-Mer, suivant une longue expérience, conduit à des résultats convenables.

SUMMARY

On a Boulogne-sur-Mer worksite, a reinforced concrete pile of 0.40 × 0.40 section and 18 m length has been driven over an eight meter drive, solely by means of jacks.

The maximum pressure attained has been 400 tons. During the driving, a pull-out test was also executed.

The driving device was supported on four piles of a structure in course of erection.

At various times, the tests were interrupted for variable periods to study the influence of the consolidation of soil.

The elastic driving before punching was also studied under different loads.

After the tests, drilling was effected near the pile, the intact soil specimens being taken at different depths.

The resistance values calculated through application of the CAQUOT-KERISEL formulas with the elements found by the Laboratories agree fairly well with the results taken from the tests. These ones are also in good agreement with the resistance to driving of the neighbouring piles calculated with the Dutch formula, that at Boulogne-sur-Mer, as proved by a long practice, leads to suitable results.

Les pieux du nouvel ouvrage y avaient été déjà battus, plusieurs mois avant le début de l'essai. Ils étaient coiffés par groupe



FIG. 2. — Position du pieu d'essai par rapport aux pieux de l'Éperon de la Gare Maritime en cours de reconstruction.

de deux, d'un chevêtre et permettaient, par leur intermédiaire, de réaliser l'accrochage au terrain.

Nous donnons ci-joint, la position du pieu d'essai par rapport à ces pieux. Sa distance à ceux-ci, d'axe en axe, variait de 1,65 m à 1,80 m (fig. 2).

2° Le pieu d'essai.

Il fut fabriqué spécialement à cet usage. Il avait la même section que les pieux du nouvel ouvrage, mais ses armatures avaient été renforcées pour qu'il soit capable de résister à un effort de compression de 400 t ou à un effort de traction de 200 t.

Il avait été élargi en tête pour recevoir facilement quatre vérins de 100 t, soit pour l'enfoncement, soit pour l'arrachage.

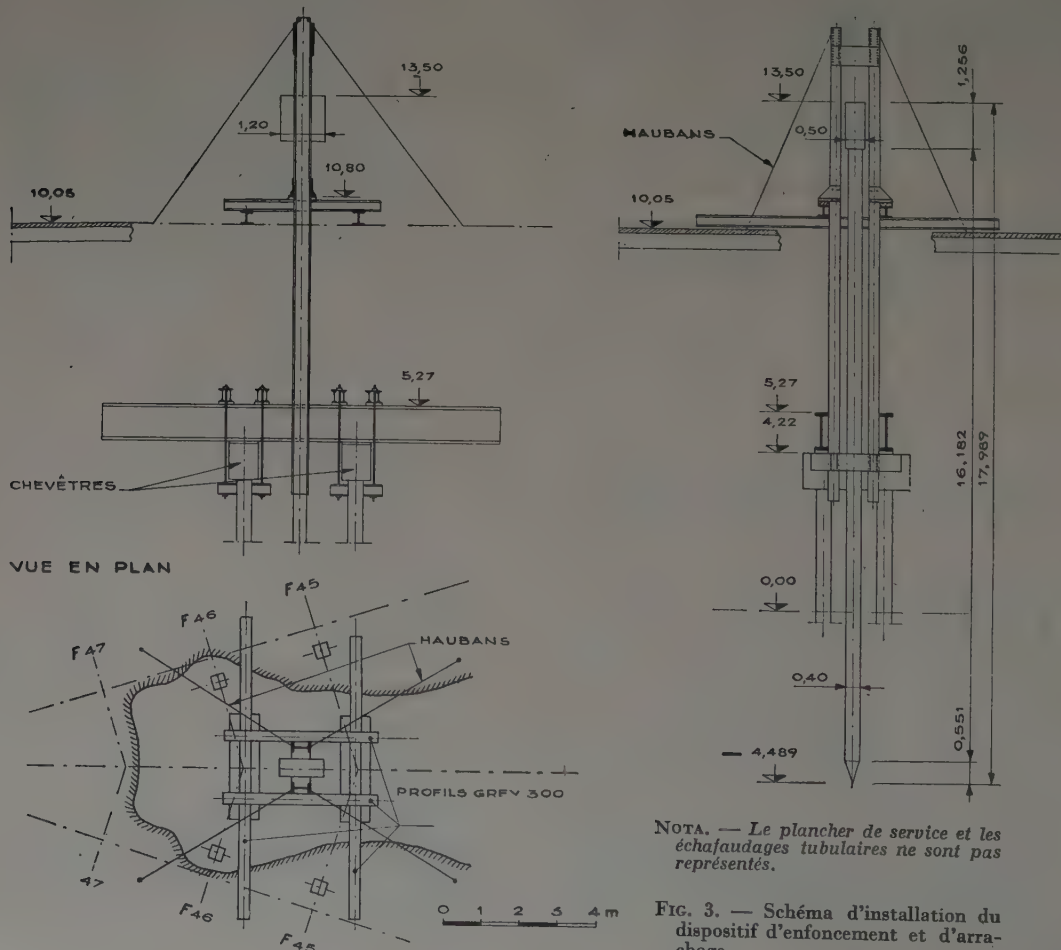
3° Dispositif d'enfoncement et d'arrachage.

Le problème était au fond de monter de toutes pièces une presse hydraulique de 400 t, d'une course supérieure à 8 m.

Un dispositif, assez simple dans son principe, sinon dans sa réalisation, fut imaginé pour utiliser la résistance à l'arrachage de quatre pieux du nouvel ouvrage, en s'accrochant sous leurs chevêtres.

Le point fixe d'appui des vérins était reporté des chevêtres jusqu'au dessus de la plate-forme de travail par l'intermédiaire de deux poutres horizontales de 950 mm de hauteur et de deux profils Grey verticaux de 475. Pour l'essai d'arrachage, les vérins déplacés pouvaient s'appuyer sur les poutres horizontales d'une part et le dessous de l'élargissement de la tête du pieu d'autre part.

Nous donnons le schéma général de l'installation et deux photographies suffisamment explicites (fig. 3, 4 et 5).



NOTA. — Le plancher de service et les échafaudages tubulaires ne sont pas représentés.

FIG. 3. — Schéma d'installation du dispositif d'enfoncement et d'arrachage.



FIG. 4. — Vue de l'installation avant le début de l'essai.
Le pieu vient d'être mis en place.



FIG. 5. — Vue de l'installation.
Détail de la partie supérieure.

Pour suivre l'enfoncement du pieu sur 8 m on avait réalisé un assortiment de cales en bois d'azobé ou de cales métalliques pesant de 100 à 500 kg, dont la manœuvre était faite à l'aide d'une petite grue.

4° Les vérins.

Les quatre vérins de 100 t constituaient évidemment la partie essentielle de l'appareillage.

Ils avaient été préalablement étalonnés. L'ensemble développait une force qui, exprimée en tonnes, était égale à la pression lue aux manomètres en kilogrammes par centimètre carré, à 2 ou 3/10 000 près.

5° Les manomètres.

Pour mesurer les pressions, nous disposions de deux manomètres enregistreurs, l'un en service, et l'autre en réserve. Comme leur lecture était un peu difficile en cours d'essai, nous avions, en outre, un manomètre à lecture directe à grand cadran sur lequel étaient relevées les pressions inscrites sur les feuilles de mesure.

Tous les manomètres avaient été également étalonnés. Très fidèles jusqu'à 150 kg/cm² environ, ils étaient légèrement optimistes au-dessus, mais l'écart à 400 kg/cm² restait inférieur à 10 kg/cm² (fig. 6).

6° La pompe.

Les vérins étaient alimentés par une pompe à huile entraînée par un moteur électrique.

L'amenée d'huile se faisait par une canalisation unique jusqu'à une petite nourrice d'où partaient les quatre tuyaux de distribution aux vérins.

Le retour d'huile, pour le rappel des vérins, se faisait normalement par gravité sous le poids des cales et, à l'occasion, à l'aide de vérins auxiliaires.

7° La mesure de l'enfoncement.

Une mire avait été fixée directement sur le pieu lui-même de façon à rendre sa lecture indépendante de l'élasticité du système.

Les enfoncements étaient relevés à l'aide d'un niveau à lunette installé sous abri.

On disposait sur l'ouvrage en cours de reconstruction à moins de 20 m, d'un repère fixe.

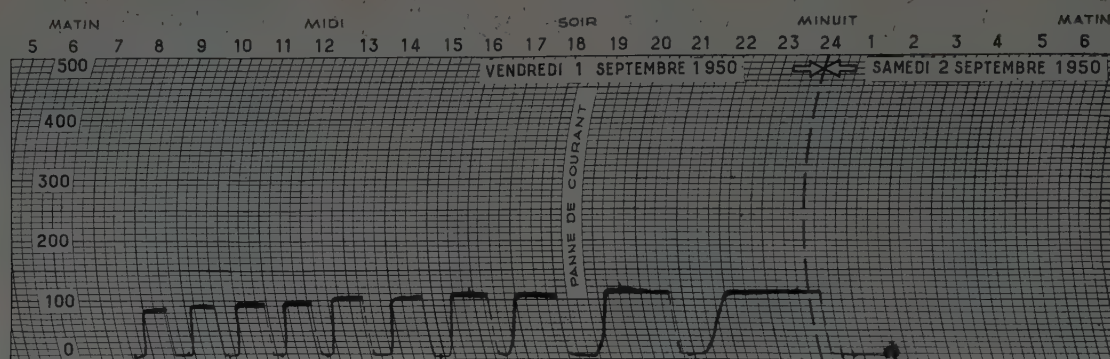
8° Le personnel.

La mise en place des cales, la surveillance du moteur, de la pompe et des vérins, les lectures au niveau, la tenue des feuilles journalières de mesures et du journal de marche étaient assurées par une équipe composée d'un ingénieur chef d'équipe, d'un opérateur au niveau, d'un mécanicien et de deux manœuvres.

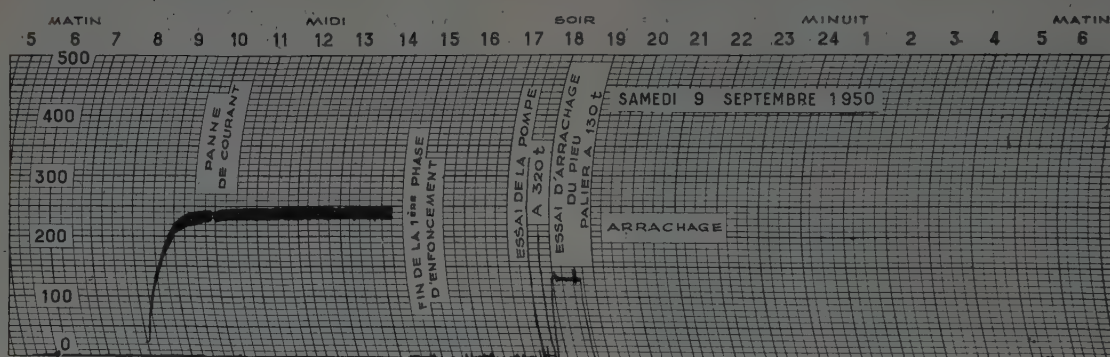
Il fallait y ajouter, quand la marée haute isolait la plate-forme de travail, un marin pour la manœuvre du canot de liaison avec la terre.

Deux équipes se relayaient régulièrement, capables d'assurer, comme elles le firent à diverses reprises, une permanence de jour et de nuit pendant plusieurs jours.

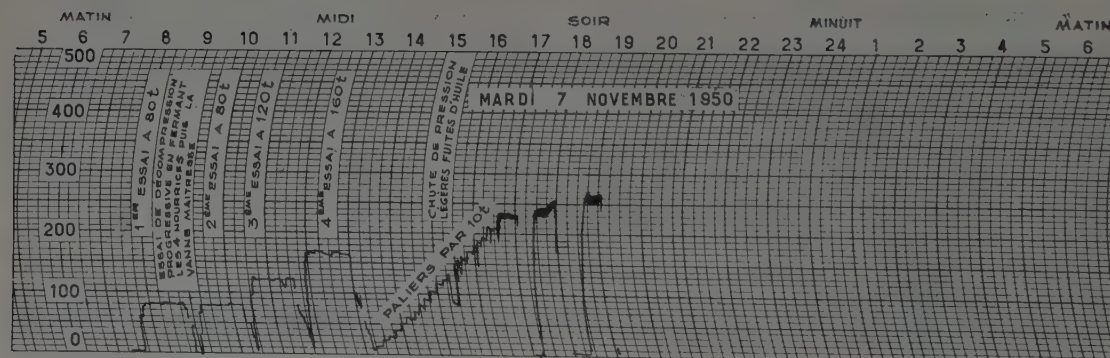
FIG. 6. — Feuilles d'enregistrement au manomètre.

a) Vendredi 1^{er} septembre 1950.

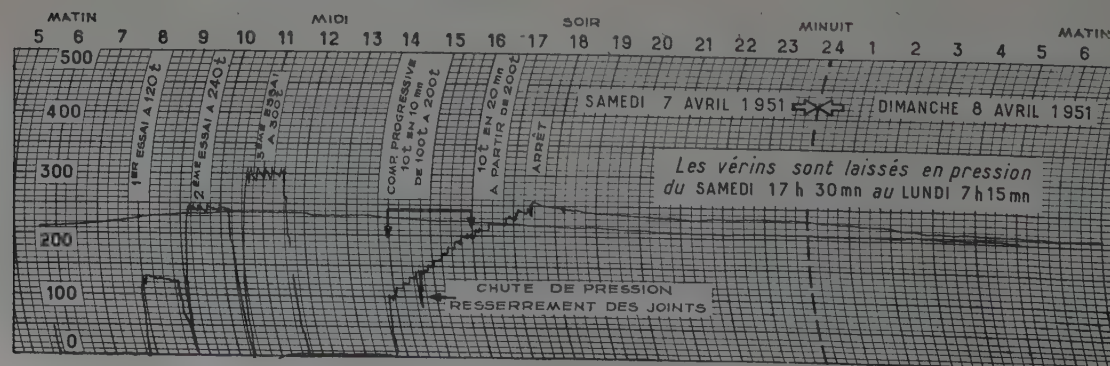
b) Samedi 9 septembre 1950.



c) Mardi 7 novembre 1950.



d) Samedi 7 avril 1951.



B. — Déroulement des essais.

Pratiquement, l'enfoncement du pieu sous l'action des vérins s'effectua en plusieurs phases, que nous avons appelées cycles d'enfoncement, coupées par un essai d'arrachage.

1° Premier cycle d'enfoncement.

Au cours du premier cycle, nous avons cherché à obtenir le poinçonnement sous charge constante. La course des vérins étant au maximum de 15 cm, dès que l'enfoncement avait atteint cette valeur, au jeu des cales près, il fallait ramener la pression à zéro, mettre une nouvelle cale d'épaisseur, et remonter la pression. Cette façon de procéder, obligatoire en raison de l'installation, présentait l'avantage de donner tous les 10 à 12 cm, la valeur des enfoncements élastiques et de la résistance au poinçonnement.

Le premier cycle fut mené du 29 août au 9 septembre 1950, jusqu'à une fiche d'environ 5,50 m pour laquelle la résistance au poinçonnement était de 240 t.

A plusieurs reprises, volontairement ou non, des arrêts s'étaient produits à la suite desquels nous avons pu constater, en général, une légère augmentation de la résistance au poinçonnement, mais nullement comparable à celle que l'on observait après un arrêt dans nos battages. Nous avons, en effet, constaté régulièrement qu'un simple arrêt de 24 h dans le battage d'un pieu dans le même terrain, augmentait la résistance calculée par les formules de battage de plus du double, et parfois même bien davantage (ce qui est un fait déjà connu dans les marnes et argiles), un rebattage énergique permettant, en général, de retrouver plus ou moins facilement la résistance précédant l'arrêt.

2° Arrachage.

A la fin du premier cycle, l'enfoncement fut arrêté pour nous permettre de faire l'essai d'arrachage. Les dispositions d'ensemble nous imposaient en effet, à l'avance, la fiche au delà de laquelle il nous eut été impossible d'arracher le pieu.

Il fallut un effort de 138 t pour amorcer le mouvement d'arrachage.

Cet effort devait s'abaisser ensuite légèrement et se maintenir à une valeur sensiblement constante de 130 t. L'essai fut prolongé sur une hauteur totale de 22 cm du 9 au 11 septembre 1950.

3° Deuxième cycle d'enfoncement.

La reprise de l'enfoncement, le 12 septembre 1950, après un arrêt d'environ 12 heures, accusa la présence d'un vide sous la pointe du pieu et le bouleversement du terrain sur une profondeur importante.

Sous un effort de 115 t, en effet, le pieu descendit très rapidement sur quelques centimètres, la résistance étant ramenée brusquement à 70 t.

Après cette chute, la résistance augmenta lentement, jusqu'à 210 t, pour redescendre ensuite au-dessous de 200 t et rester pratiquement constante sur plus de 1,50 m d'enfoncement, confirmant ainsi les désordres importants produits par l'essai d'arrachage. Ceci n'avait rien d'inattendu, mais impliquait d'attendre une certaine consolidation du terrain avant de reprendre les essais d'enfoncement.

4° Troisième cycle d'enfoncement.

A la reprise, le 7 novembre 1950, c'est-à-dire environ deux mois plus tard, on estimait pouvoir tabler sur une résistance supérieure à 200 t (on avait obtenu 240 t à la fin du premier cycle) mais au lieu d'aller directement jusqu'au poinçonnement, on procéda par paliers afin de vérifier le comportement élastique du terrain sous les charges croissantes. La fiche était alors de 6,82 m.

Successivement, des efforts de 80, 120 et 160 t furent exercés sur le pieu, correspondant à une fraction de 1/3, 1/2, 2/3 de la charge de poinçonnement de la fin du premier cycle.

A 80 et à 120 t, aucun mouvement ne put être décelé. A 160 t, on put mesurer un enfoncement élastique de 4 mm. Le retour de la pression au zéro ramena rigoureusement le pieu dans sa position primitive.

On remonta ensuite la pression progressivement de 10 t en 10 t en observant chaque fois, un temps d'arrêt de 10 mn.

Le poinçonnement fut obtenu à 228 t. La résistance du terrain augmenta ensuite rapidement au fur et à mesure de l'enfoncement avec une vitesse d'accroissement sensiblement la même, semble-t-il qu'avant l'essai d'arrachage.

L'enfoncement fut poursuivi ainsi sur un peu plus de 1 m jusqu'au moment où la tête du pieu fut sur le point de toucher les flasques d'appui des jumelles du dispositif. L'essai devait, en principe, s'arrêter là.

Toutefois on n'avait atteint que la résistance de 370 t légèrement inférieure aux possibilités des vérins et de l'appareillage. Pour profiter au maximum de l'installation, on décida donc de poursuivre l'enfoncement jusqu'à la limite de charge des vérins et de démolir pour cela les épaulements de la tête du pieu.

5° Quatrième cycle d'enfoncement.

L'essai fut repris dans un quatrième cycle jusqu'à un effort de 408 t. Avec cette valeur de la charge, on était d'ailleurs arrivé à la limite raisonnable de travail des éléments constitutifs du dispositif d'enfoncement.

6° Cinquième cycle d'enfoncement.

Après cinq mois environ de consolidation du terrain, on reprit le 7 avril 1951, la recherche des enfoncements élastiques sous charges croissantes. La fiche était alors de 7,94 m.

A 120 t, on ne put déceler aucun mouvement du pieu.

A 240 t, l'enfoncement élastique fut de 4 mm. On laissa ensuite le pieu pendant deux jours sous une charge qui, au départ de 260 t, s'abaissa progressivement jusqu'à 200 t. L'enfoncement élastique total observé fut de 5 mm.

Sous une charge de 300 t, obtenue progressivement par paliers de 10 t, et maintenue plusieurs heures, l'enfoncement élastique atteignit 6 mm. Le poinçonnement fut atteint à 350 t, mais il suffisait de diminuer la charge de 10 t pour que l'enfoncement s'arrêtât.

Ainsi, après un arrêt de cinq mois, le poinçonnement était obtenu sous une charge sensiblement inférieure à celle du cycle précédent.

Peut-être, faut-il voir là, un effet de la décompression du terrain, la vitesse d'enfoncement ne pouvant sans doute être incriminée ? Celle-ci était, en effet, très faible dans les deux cas, respectivement de 8 cm et 3 cm par journée de 10 heures.

Pour terminer, les vérins furent laissés sous pression pendant 36 heures. La charge, au début de 350 t, s'abaissa légèrement par suite de petites fuites d'huile jusqu'à 330 t.

On put constater, en concordance avec cette diminution de la charge, une remontée élastique du pieu de 4 mm.

L'essai fut définitivement arrêté le 12 avril 1951.

Un cahier des mesures et un journal de marche relatant les incidents ainsi que les observations des chefs d'équipe ayant été régulièrement tenus, une courbe a été établie donnant l'enfoncement du pieu en fonction des charges. C'est celle qui est représentée figure 7. Dans un but de simplification elle indique les résultats du poinçonnement mais non le détail des recherches aux différentes charges du comportement élastique du terrain.

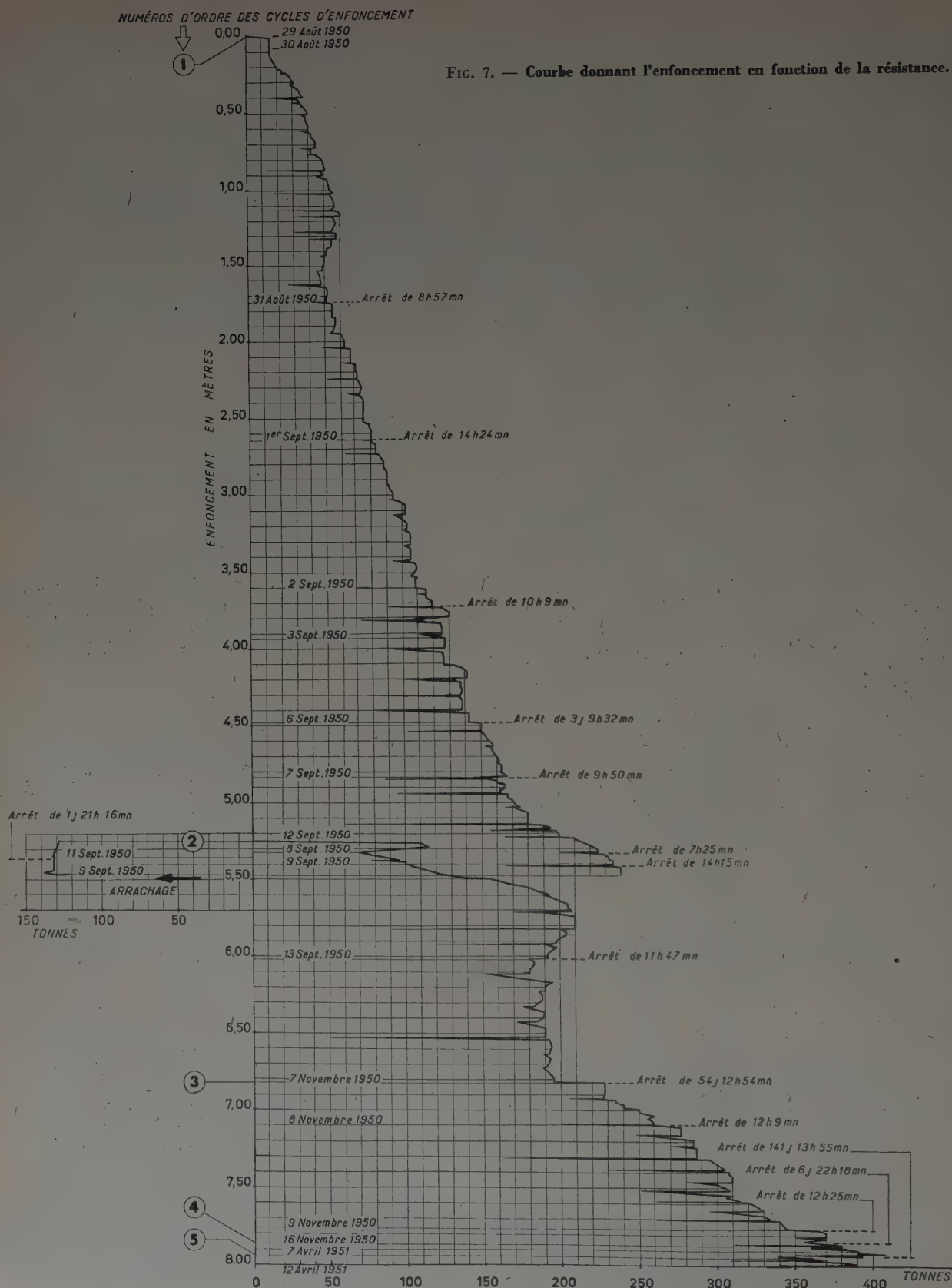


FIG. 7. — Courbe donnant l'enfoncement en fonction de la résistance.

C. — Caractéristiques du terrain. Résistance théorique.

Dès la fin de l'essai d'enfoncement, nous avons fait procéder à un forage, aux environs immédiats du pieu d'essai, avec de nombreuses prises d'échantillons de terrain intact.

Comme dans toute cette zone du port de Boulogne, nous avons trouvé une marne compacte, sur toute la hauteur du forage dont nous donnons, figure 8, la coupe générale.

L'étude des échantillons a été faite aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

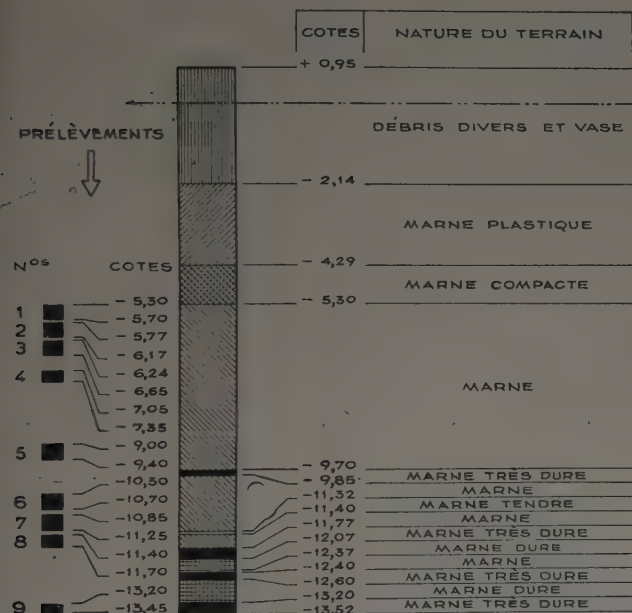
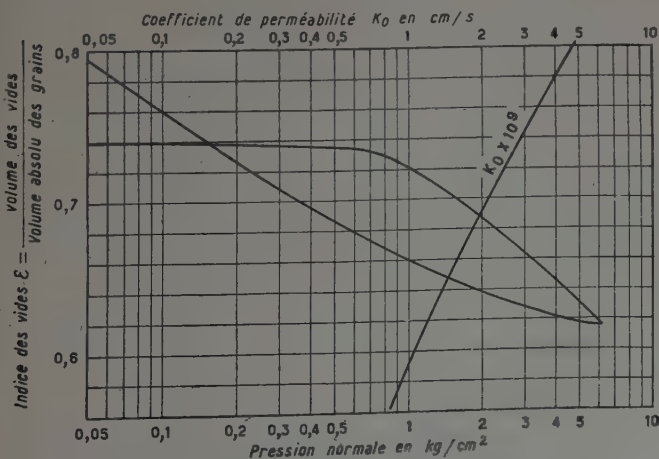


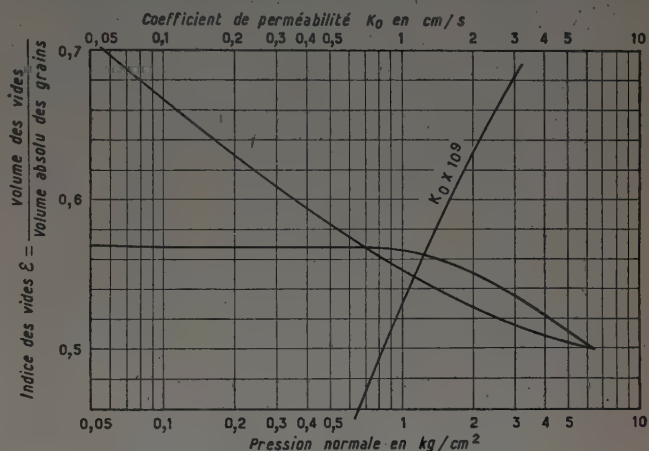
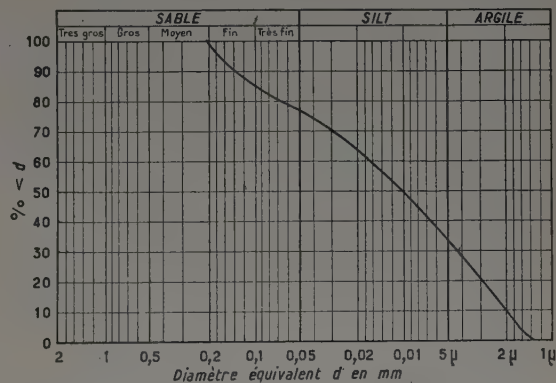
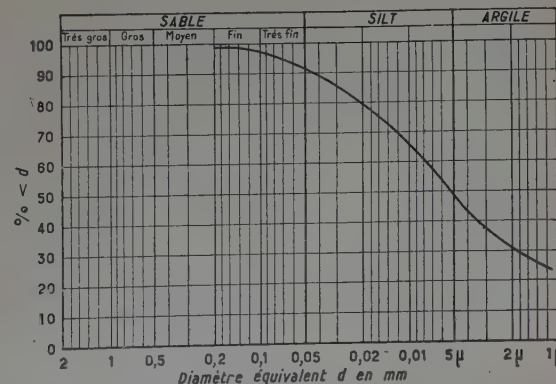
FIG. 8. — Coupe au droit du forage.

Il s'agissait de déterminer leurs caractéristiques mécaniques en vue d'obtenir, au moyen des formules classiques, la force portante d'un pieu enfoncé dans ce terrain et de comparer les résultats aux mesures effectuées directement.

FIG. 9. — Essai de compressibilité-perméabilité.
Échantillon 3 de marne à la cote (—6,50).

1° Nature des échantillons.

Les échantillons étaient tous constitués par une marne grise, dont les teneurs en sable, silt, et argile variaient d'une manière assez irrégulière avec la profondeur.

FIG. 10. — Essai de compressibilité-perméabilité.
Échantillon 7 de marne compacte (inclusions) à la cote (—11,00).FIG. 11. — Analyse granulométrique à la cote (—6,50).
Échantillon 3.FIG. 12. — Analyse granulométrique à la cote (—11,00).
Échantillon 7.

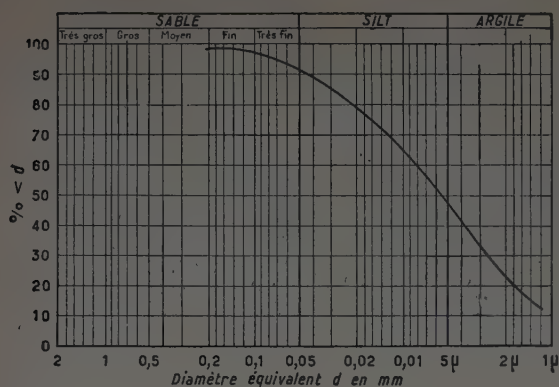


FIG. 13. — Analyse granulométrique à la cote (— 13,25).
Échantillon 9.

1° Compressibilité. Perméabilité.

Nous donnons deux exemples des courbes obtenues aux cotes (— 6,50) et (— 11,00) (fig. 9 et 10). Les pressions de consolidation sont comprises entre 0,6 et 1 kg/cm². Le coefficient de perméabilité croît d'abord avec la profondeur de 2,1 à 2,8 × 10⁻⁹, puis descend à 1,2 × 10⁻⁹.

2° Granulométrie.

Les courbes granulométriques ont la même allure générale. Nous en donnons trois exemples à différentes cotes (— 6,50), (— 11,00) et (— 13,25) (fig. 11, 12 et 13).

Les teneurs en sable augmentent avec la profondeur de 9 à 23 %; les teneurs en argile au contraire diminuent avec la profondeur de 52 à 33 %, la valeur moyenne étant de 45 %.

3° Limites d'Atterberg.

Leurs valeurs augmentent d'abord avec la profondeur pour décroître ensuite.

La limite de liquidité passe de 48 à 53 %, puis à 29 %.

La limite de plasticité de 15 à 17 %, puis à 14 % et l'indice de plasticité de 33 à 36, puis à 15.

4° Densité.

La densité sèche, poids de sol sec contenu dans l'unité de volume de sol en place, varie de 1,62 à 1,86, augmentant en général avec la profondeur. Le poids spécifique, poids absolu du matériau contenu dans l'unité de volume, atteint 2,72. La densité immergée, poids du sol saturé contenu dans l'unité de volume de sol en place et soumis à la pression d'Archimède est comprise entre 1 et 1,16 t/m³.

Nous avons groupé sur un même tableau (fig. 14) l'ensemble de ces caractéristiques. Nous y avons ajouté l'indice des vides déterminé par l'essai œdométrique, la première valeur correspondant au sol en place, la seconde au sol soumis à une pression de 6,4 kg/cm² environ.

5° Résistance au cisaillement.

Pour déterminer l'angle de frottement et la cohésion du matériau d'une carotte, trois échantillons de celui-ci étaient consolidés avant cisaillement sous 1, 2 et 3 kg/cm². On a constaté que l'angle de frottement augmente avec la profondeur variant de 17° à 26°.

La cohésion est plus variable; elle atteint 600 g/cm² au bas du forage.

Les résultats sont également portés au tableau général (fig. 14).

2° Détermination de la courbe théorique de résistance au poinçonnement.

Les laboratoires, ayant ainsi déterminé les caractéristiques du sol, ont ensuite calculé à notre demande, la capacité portante correspondant au poinçonnement du terrain par le pieu d'essai.

ÉCHAN- TILLONS	COTE hydro- graphique	NATURE	DENSITÉ sèche	POIDS spéc- ifique	DENSITÉ immergée	CISAILLEMENT		LIMITES D'ATTERBERG			INDICE des vides	K _s perméa- bilité
						φ°	Cg/cm ²	LL %	LP %	IP		
EP2 bis 2	5,77 à 6,17	Marne grise.	1,62	—	1,03	17	500	—	—	—	—	—
EP2 bis 3	6,25 à 6,55	Marne grise.	—	—	1	22	200	48	15	33	0,740 à 0,616	2,1 × 10 ⁻⁹
EP2 bis 4	7,05 à 7,35	Marne grise.	1,72	2,72	1,09	24	500	49	14	35	—	—
EP2 bis 5	9,00 à 9,40	Marne grise.	—	—	1,12	23	600	53	17	36	0,542 à 0,496	2,8 × 10 ⁻⁹
EP2 bis 6	10,3 à 10,7	Marne grise.	—	—	—	24	400	—	—	—	—	—
EP2 bis 7	10,85 à 11,25	Marne grise.	1,75	—	1,1	25	450	—	—	—	0,568 à 0,501	1,2 × 10 ⁻⁹
EP2 bis 8	11,40 à 11,70	Marne grise.	1,69	—	1,06	25	600	—	—	—	—	—
EP2 bis 9	13,20 à 13,45	Marne grise sableuse.	1,86	—	1,16	26	600	29	14	15	—	—

FIG. 14. — Tableau des caractéristiques du terrain suivant les échantillons.

Les calculs ont été menés en utilisant la formule de MM. CAQUOT et KERISEL qui donne cette capacité portante en fonction de l'angle de frottement, de la cohésion et de la densité des sols constituant les différentes couches intéressées.

On a tenu compte du fait que le terrain était constitué de la cote (— 1,50) à la cote (— 4,50) par une vase de cohésion pratiquement nulle et de densité immergée de $0,5 \text{ t/m}^3$.

A partir de la cote (— 4,50) on avait, aux différents niveaux, toutes les caractéristiques de la marne constituant le terrain. Aux cotes pour lesquelles on ne disposait pas d'échantillons, on a pris des valeurs obtenues par interpolation à partir des résultats trouvés pour les échantillons voisins.

L'erreur qu'implique une telle méthode est faible quand les propriétés du matériau varient d'une manière assez continue en fonction de la profondeur comme c'est sensiblement le cas ici.

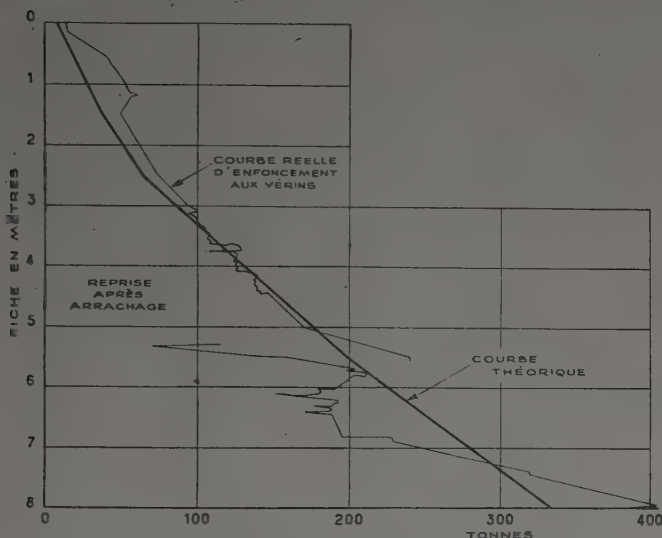


FIG. 15. — Courbe théorique d'après la formule de MM. CAQUOT et KERISEL.

On a pu tracer ainsi la courbe donnant, en fonction de la fiche, la résistance totale (comprenant la résistance en pointe et la résistance due au frottement latéral) ⁽¹⁾ et on l'a rapprochée de la courbe réelle tirée des essais (fig. 15).

On constate une bonne concordance sur la plus grande partie de la fiche.

Les principaux écarts constatés sont dans la zone où le terrain a été profondément bouleversé par l'essai d'arrachage.

On peut penser que si l'enfoncement avait été continu, ces écarts eussent été considérablement réduits. Il semble bien d'autre part, qu'à la profondeur maximum atteinte, les résistances réelles croissent plus rapidement que les résistances calculées, donc dans un sens favorable à la sécurité.

Bien que cet essai n'ait porté que sur un seul pieu, en raison du temps et des moyens à mettre en œuvre pour le réaliser, il confirme que dans un terrain semblable et si l'on dispose d'une quantité suffisante d'échantillons donnant les caractéristiques des différentes couches de terrain, on peut déduire avec une précision très satisfaisante par la formule de MM. CAQUOT et KERISEL, la résistance du terrain au poinçonnement d'un pieu.

Pour passer de cette résistance à la charge admissible sur un pieu isolé, il faut évidemment introduire un coefficient de sécurité pour tenir compte principalement :

- 1° Du fait que l'on veut rester dans la zone des déformations élastiques;
- 2° De la dispersion des mesures;
- 3° De l'hétérogénéité du terrain entre les carottes.

A cet égard, les essais d'enfoncement élastique sous charge croissante ont donné des éléments d'appréciation intéressants. Ils confirment que dans le cas de la marne de Boulogne suffisamment homogène, le coefficient de sécurité usuel de 3, donne tous apaisements sur la stabilité des ouvrages.

On doit ajouter ici que l'application de la formule de MM. CAQUOT et KERISEL donnant la résistance maximum à l'arrachage, a donné pour cette résistance, dans le cas de l'essai, la valeur de 51,5 t à comparer avec la résistance réelle observée de 130 t.

La concordance ici, est beaucoup moins satisfaisante. On peut conclure, au moins dans ce cas particulier, que la formule de MM. CAQUOT et KERISEL est pessimiste et donne ainsi des valeurs qui sont dans le sens de la sécurité.

D. — Conclusion.

Il nous reste, pour conclure (et c'était à l'origine, le but principal de l'essai), à comparer la courbe d'enfoncement que nous avons obtenue avec les courbes de battage des pieux les plus voisins du pieu d'essai.

La formule de battage normalement utilisée à Boulogne-sur-Mer, est la formule des Hollandais. Elle a l'avantage, par rapport à d'autres que nous avons également utilisées, de sa simplicité qui permet de suivre le battage de façon continue d'après le carnet du chef batteur. Une longue expérience s'étendant sur plus de 40 ans et sur des milliers de pieux, autorise à l'utiliser, sans guère d'alarme, dans le cas concret des marnes bouloonnaises et dans la limite des refus normaux exigibles pour les pieux couramment employés dans le port. C'est donc cette formule qui a été appliquée aux pieux en question, suivant les enfoncements mesurés par volée de 25 coups sans lui faire subir le coefficient de réduction de 6, sans tenir compte par conséquent, des pertes quelconques intervenant dans le battage.

Il faut dire, qu'une étude filmée d'un de nos moutons à vapeur de 6 t, nous garantit une accélération au moment du choc de 0,95 g.

Nous avons ensuite rapproché les courbes ainsi obtenues, de la courbe d'enfoncement du pieu d'essai. Les deux pieux du sud (fig. 16) ont leurs courbes constamment au-dessous de celle-ci, c'est le contraire pour les pieux situés au nord (fig. 17).

Il n'est pas sans intérêt de remarquer, étant donné le reproche que l'on fait généralement aux formules de battage dans les marnes ou argiles, que les écarts sont relativement faibles et que,

dans l'ensemble, ces courbes collent bien à la courbe réelle, si l'on tient compte surtout du bouleversement du terrain dû à l'arrachage. L'application du coefficient de sécurité usuel de 6, donne donc ici aussi, tous apaisements dans le cas des marnes de Boulogne.

**

Ce que nous venons de vous présenter brièvement n'est qu'un résumé de ce que nous avons fait, mesuré ou enregistré, calculé ou déduit de cet essai et il va sans dire que nous restons à l'entière disposition de ceux qui voudraient obtenir de nous de plus amples renseignements.

Il nous reste, pour terminer, l'agréable devoir de remercier M. l'Inspecteur Général MAYER de sa direction éclairée, de ses conseils et de l'aide qui nous fut apportée par ses collaborateurs, particulièrement, M. LOYSOS.

Nous tenons à remercier également M. L'HERMINIER et ses services des Laboratoires de la rue Brancion, ainsi que le Service Maritime des Ponts et Chaussées de Boulogne, près desquels nous avons toujours trouvé la plus grande compréhension et le plus vif désir de nous aider.

⁽¹⁾ En raison des dispositions particulières de l'essai et des sujétions de chantier, il n'a pas été possible d'utiliser un des dispositifs connus permettant la mesure séparée de ces deux résistances.

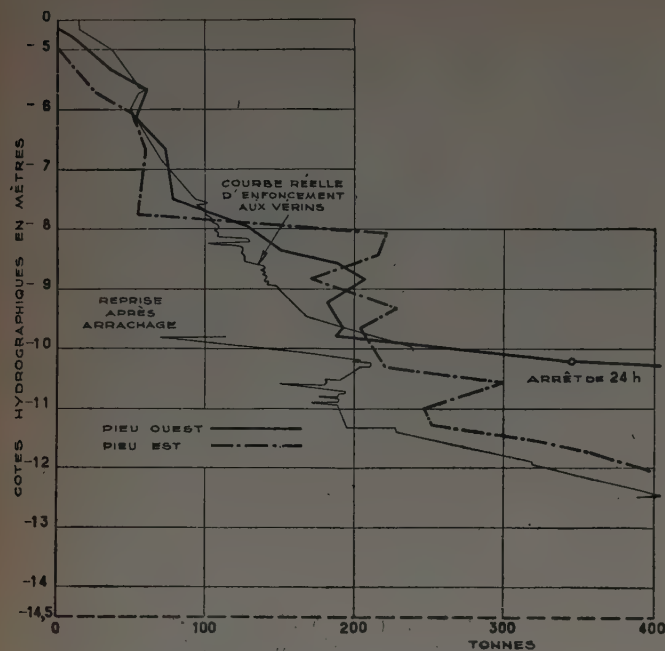


FIG. 16. — Courbes de battage des pieux.

Rang : B, file 45 (formule des Hollandais sans coefficient de sécurité).

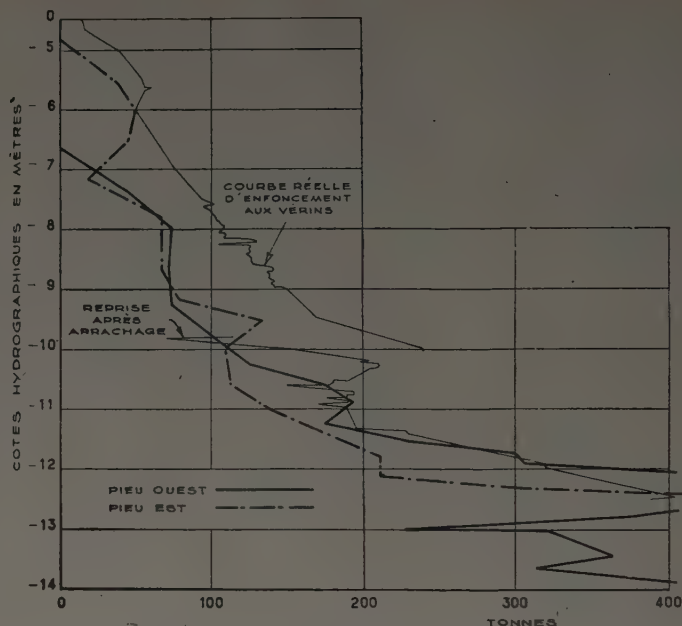


FIG. 17. — Courbes de battage des pieux.

Rang : B, file 46 (formule des Hollandais sans coefficient de sécurité).

DISCUSSION

M. FLORENTIN. — On aurait peut-être pu tirer plus d'enseignements de cet essai. N'aurait-on pu mettre des cordes vibrantes dans le fût et un vérin plat type Freyssinet à la pointe ? Ce qui à peu de frais, donnerait des renseignements sur la répartition des charges. C'est ce qu'avait fait M. CAMBEFORT à Gennevilliers ⁽¹⁾.

M. MAYER. — Cet essai a été décidé un peu tard pour prendre ces dispositions. On n'avait au départ, pas prévu de faire un essai aussi complet. C'est à cause des retards dans la démolition du support du pieu d'essai que l'on a pu pousser cet essai si loin.

M. BERTRAND. — Quelle était la part de l'élasticité du terrain lorsqu'à

la fin de course du vérin on cessait l'effort, et en particulier au moment de l'arrachage ?

M. LOHÉAC. — A ce sujet on a constaté des remontées très faibles, au maximum 10 mm.

M. MAYER. — D'ailleurs la plus grande part venait du pieu lui-même. Celui-ci avait 18 m en tout dont 10 m en dehors du terrain.

M. GOLDER. — Nous avons trouvé qu'il n'y avait une bonne concordance entre les formules de battage et les formules statiques que lorsque l'angle de frottement interne était inférieur à 34°. Avec du gravier cette concordance disparaît.

M. MAYER. — Le pourcentage de sable dans la marne était élevé ; cependant l'angle de frottement interne variait entre 17 et 26°. Ceci confirme la remarque de M. GOLDER.

⁽¹⁾ H. CAMBEFORT, « Étude expérimentale de la force portante d'un pieu foré », *Travaux*, juillet-août 1947.

OBSERVATIONS RECUEILLIES PENDANT LE BATTAGE DE PIEUX

Par M. le Dr.-Ing. Louis BENDEL,

Privat Doctent à l'École Polytechnique de l'Université de Lausanne.

EXEMPLE 1. — Trépidations du sol provoquées par un seul coup de mouton et par un mouton à cadence rapide.

Près du lac de Zug (à 25 km de Zurich), on a fait des essais pour mesurer l'intensité des trépidations pendant le battage des pieux en bois :

a) Quand les pieux sont battus avec un mouton lourd (3 t) et avec une grande hauteur de chute (2 m), coup unique;

b) Quand les pieux sont battus avec un mouton moins lourd (1,4 t) et avec une hauteur de chute plus petite, mais avec un battage à cadence rapide ayant une période de 2 Hz.

Les résultats des mesures sont les suivants :

1° Caractéristiques du sol :

a) Constitution géologique du sol :

Le sol se compose principalement de sable boulant :

70 % de grains de 0,2 à 2 mm;
10 à 20 % de grains < 0,2 mm;
0 à 10 % de grains > 2 mm.

L'eau se trouvait à 1 m de profondeur au-dessous du niveau du sol.

b) Propriétés physiques du sol :

Les propriétés physiques du sol les plus importantes étaient :
L'angle de frottement interne $\varphi = 22^\circ$ à 30° .

La compressibilité K (compression en %, quand on augmente la charge de 1 à 10 kg/cm²) = 7 à 10 %.

Δ_1 (compression en %, quand on augmente la charge de 1 à 2,7 kg/cm²) = 3 à 4,3 %.

La densité apparente $\gamma_e = 1,82$ kg/dm³.

A l'état naturel..... 1,50 à 1,82 kg/dm³
A l'état sec. 1,4 à 1,75 kg/dm³.

La teneur en eau : 35 à 60 % du poids de l'état sec.

La constitution chimique : la teneur en Ca CO₃ était de 15 à 67 %.

2° Intensité des trépidations :

a) Lieu des mesures : l'intensité des trépidations a été mesurée :

à 10 m du pieu sur le sol;
à 50 m du pieu sur le sol;
à 55 m dans une maison, construite en briques
et sur pieux en bois.

b) Instruments de mesure : les trépidations ont été mesurées à l'aide d'un récepteur électro-dynamique et d'un oscillographe à rayons cathodiques.

c) Résultats des mesures :

Les amplitudes doubles atteignaient pour :

Un seul coup de mouton 18 μ ,
Avec le mouton à cadence rapide (avec 2 Hz) 7,5 μ .

Conclusion : les amplitudes sont, avec un seul coup de mouton, $\frac{18}{7,5} = 2,4$ fois plus grandes qu'avec un mouton à cadence rapide.

Selon que la pointe du pieu se trouvait aux profondeurs suivantes, la fréquence des oscillations était de :

COUCHES DU SOL	PROFONDEUR	UN SEUL COUP		MOUTON A CADENCE RAPIDE		FRÉQUENCE PROPRE du sol
		Composante verticale	Composante horizontale	Composante verticale	Composante horizontale	
Remblai artificiel.	0 — 3 m	9 à 15 Hz	18 à 26 Hz	9 à 15 Hz	9 à 14 Hz	15 à 18 Hz
Sable 0,2 mm	3,0 — 17 m	9 à 18 Hz	8 à 12 Hz	9 à 15 Hz	9 à 14 Hz	22 Hz
Couche de sable boulant.	17 — 23 m	12 à 20 Hz	15 à 22 Hz	9 à 16 Hz	10 à 19 Hz	22 à 25 Hz

RÉSUMÉ

Pendant le battage des pieux, un certain nombre d'observations ont été faites. Elles concernent :

1° Les vibrations du terrain pendant l'enfoncement des pilots par les coups isolés d'un mouton lourd ou par les coups périodiques d'un mouton léger.

2° La compression du terrain autour et au-dessous des pieux.

3° Les mouvements des pilots en bois pendant leur enfoncement.

4° La détermination de la force portante des pieux à l'aide des mesures de déformation des pieux pendant leur fonçage.

5° Les influences dynamiques sur les bâtiments voisins du point où les pieux sont enfoncés.

SUMMARY

During pile driving, a certain number of observations have been made. They concern :

1° Ground vibrations during driving of piles by single blows of a heavy ram or by periodic blows of a light ram.

2° Ground compression around and underneath the piles.

3° The movements of wooden piles during their driving.

4° The determination of pile bearing capacity by measuring their deformation during driving.

5° The dynamic effects on structures in the vicinity of the piles being driven.

Conclusion : Les fréquences des trépidations ne présentent pas de grands écarts, qu'elles soient provoquées par un seul coup de mouton ou par un mouton à cadence rapide.

3° Interprétation des résultats de mesures concernant l'intensité des trépidations :

L'accélération $b = 4\pi^2 an^2$ est calculée d'une façon générale d'après les amplitudes et les fréquences mesurées. Les chiffres obtenus sont ensuite comparés avec l'échelle de tremblement de terre. Cette comparaison conduit, pour de hautes fréquences de trépidations, à des erreurs, car les fréquences des échelles de tremblement de terre ont pour base 4 Hz. On obtient des valeurs de comparaison meilleures et concluantes, si on calcule l'effort des oscillations \mathcal{H} de l'unité de masse d'après la formule :

$$\mathcal{H} = 16\pi^2 a n^2 \text{ en cm}^2 \text{ s}^{-2} \cdot g \text{ (Watt)}.$$

Dans le cas ci-dessus, on obtient dans le bâtiment comme valeur maximum :

$$\begin{aligned} \text{Pour un seul coup de mouton...} & \mathcal{H} = 885 \text{ mm}^2/\text{s}^2 \\ \text{Pour un mouton à cadence rapide} & \mathcal{H} = 145 \text{ mm}^2/\text{s}^2 \end{aligned}$$

Les trépidations provoquées par un seul coup de mouton ont été très fortes, et dans le cas du mouton à cadence rapide elles ont été à peine sensibles. Dans le premier cas, on a constaté que des morceaux de plâtre se détachaient du plafond. Dans le deuxième cas, on n'a rien remarqué.

EXEMPLE 2. — Compression du sol pendant le battage des pieux à bulbe.

Quand on bat des pieux à bulbe, le sol est comprimé sous le bulbe et aux environs du fût. Pour être orienté sur la façon dont le sol est comprimé, on a fait sur trois systèmes de pieux, les recherches suivantes :

a) Détermination de la résistance dynamique du sol avant le battage principal, par pénétration d'une sonde à tête conique de 15 cm² de surface.

b) Détermination de la résistance dynamique du sol aux environs du fût et sous le bulbe, après le battage du pieu à bulbe (surface 1 500 cm²).

La résistance dynamique du sol a été mesurée à 60 cm, 1 m, 2 m, du milieu du pieu.

Pour la détermination de la résistance dynamique, on a employé un mouton. Le poids du mouton était de 50 kg. La pointe de la sonde avait un angle de 90°.

La figure 1 montre l'efficacité de la compression sous le bulbe et tout le long du fût. Il est frappant de constater que la compression autour du fût peut être grande, insignifiante ou même négative, selon la disposition géologique de la couche et ses propriétés physiques.

La comparaison entre la courbe de la résistance dynamique obtenue avec la sonde de pénétration et la courbe de résistance dynamique obtenue pendant le battage des pieux ou des tubes de grand diamètre ont donné des courbes bien différentes l'une de l'autre (fig. 2).

Pour éclaircir ce phénomène, on a recherché avec un appareil triaxial les propriétés thixotropes de la couche dans laquelle on avait constaté les plus grands écarts entre les courbes.

Les recherches ont montré que les trépidations du sol pendant le battage d'une sonde, sont trop faibles pour transformer le sable humide en une masse de consistance molle; tandis que l'intensité des trépidations dans le sol provoquées par des coups sur pieux préfabriqués (par exemple) est si grande que le sable humide se transforme momentanément en une masse thixotrope.

EXEMPLE 3. — Mouvements d'un pieu en bois pendant le battage.

Pour suivre les mouvements d'un pieu en bois pendant le battage, on a procédé aux mesures suivantes :

a) Enregistrement automatique du mouvement du pieu; à

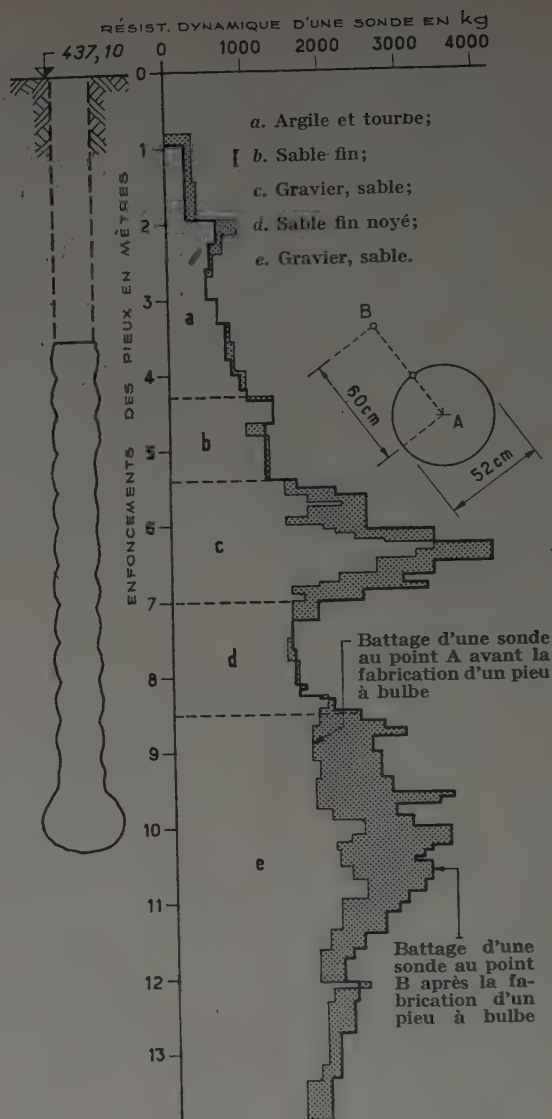


FIG. 1. — Compression du sol pendant le battage des pieux à bulbe.

l'aide d'un système d'amplifications, tous les mouvements du pieu sont enregistrés sur un tambour à une échelle de 1/20.

b) Pour étudier le mouvement du pieu pendant le battage, on a fait des prises de vue cinématographiques. La figure 3 montre le mouvement du pieu :

A B { Mouvement de la tête du pieu
C D { pour un seul coup de mouton.

EXEMPLE 4. — Détermination de la force portante des pieux à l'aide de la mesure des déformations.

Sur une série de pieux en béton, on a mesuré la déformation du fût du pieu à des profondeurs différentes pendant le battage.

On avait pour but :

a) De trouver une relation entre la constitution géologique du sol et l'effort subi par le pieu pendant le battage;

b) De trouver la force portante du pieu d'après sa déformation pendant le battage.

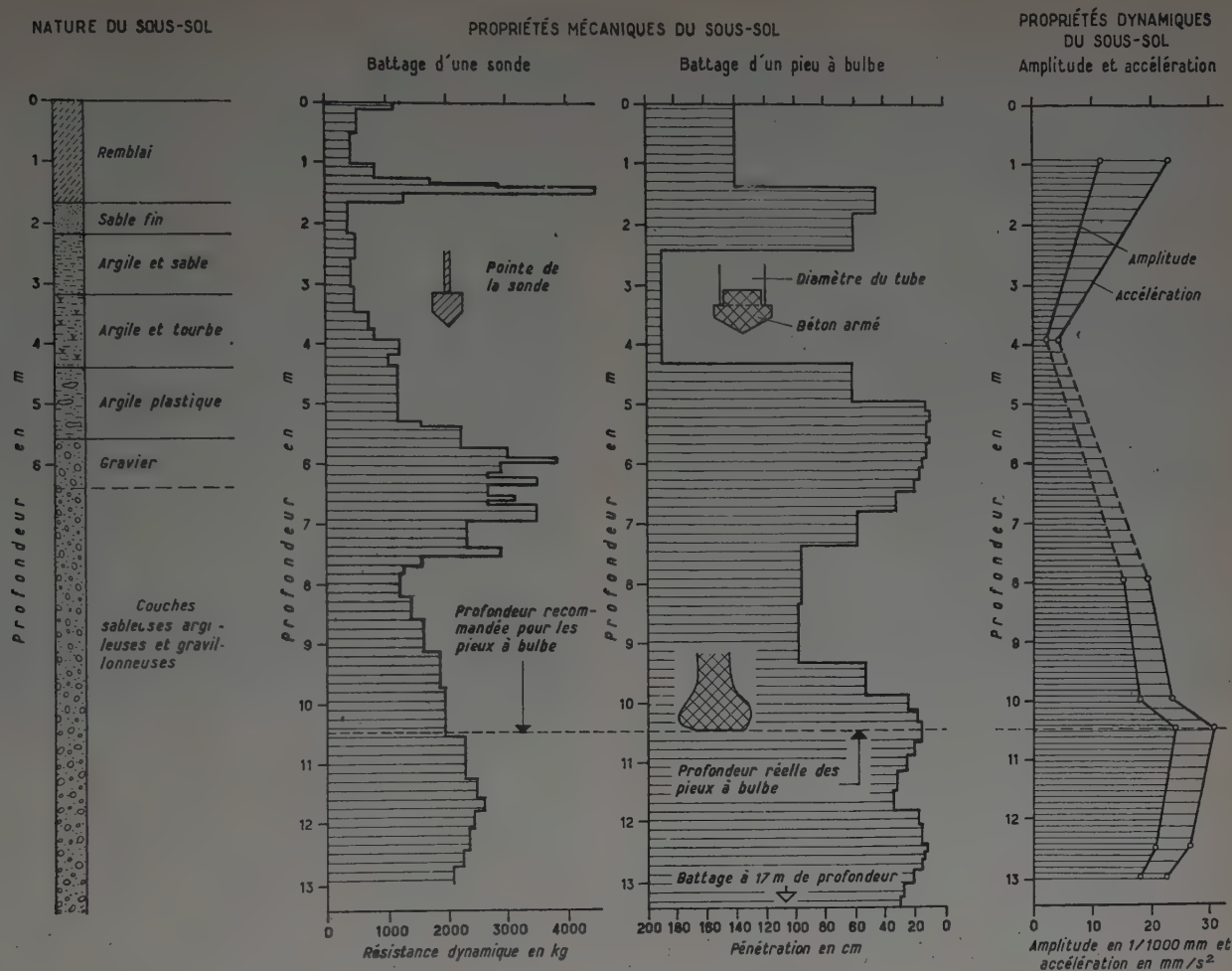


FIG. 2.

L'interprétation des résultats des essais concernant la réflexion

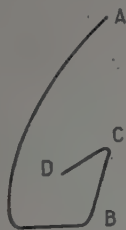


FIG. 3.

des ondes de trépidations à la base du pieu n'a permis de tirer aucune conclusion.

EXEMPLE 5. — Influences dynamiques constatées dans le voisinage pendant le battage.

Pendant le battage, les masses de terre autour du pieu se mettent à vibrer. La propagation des ondes de trépidations a une influence néfaste sur les maisons du voisinage. Dans plusieurs bâtiments, on a mesuré :

- Les amplitudes des oscillations;
- Les fréquences des trépidations par suite de battage;
- Les déformations dans les murs, planchers, poteaux, conduits de ventilation, etc., par suite des trépidations.

Exemple :

CONSTITUTION DU SOL		CONTRAINTE sur le béton à 70 cm sous la tête du pieu	FORCE portante des pieux de 28/28 d'après les essais sans coefficient de sécurité
Nature du sol	Épaisseur		
Remblai ...	0,80 — 1,20 m	250 à 320 kg/cm ²	40 à 80 t
Sable spongieux avec poches de tourbe ...	5 à 8 m	80 à 135 kg/cm ² dans des couches molles. 190 à 280 kg/cm ² dans des couches compactes de sable spongieux.	
Grès	Plus de 10 m	480 kg/cm ² (écrasement de la tête du pieu).	
			> 150 t

Les mesures des déformations ont été relevées à 0,70, 1,40 et 2,80 m de la tête du pieu.

Ci-après, quelques valeurs relevées :

Exemple a. — Pendant le battage des pieux à côté du cinéma Capitol à Lucerne, on a exécuté des mesures de vibrations et de déformations sur un conduit de ventilation situé dans la salle de projection du cinéma. Les trépidations ont été mesurées en trois endroits (fig. 4) et les déformations, à l'aide d'extensomètre à résistance électrique, en quatre endroits. Pour déterminer l'intensité des vibrations, on a employé des récepteurs de trépidations électro-dynamiques. Les trépidations ont été enregistrées.

L'interprétation des courbes d'oscillation a montré que les fissures dans les conduits de ventilation ne provenaient pas du

battage des pieux, mais au contraire des travaux de la pelle, qui occasionnaient des trépidations pendant l'extraction des terres et provoquaient des oscillations de grande amplitude dans le bâtiment voisin. Les essais ont été renouvelés plusieurs fois et les mêmes résultats ont été obtenus à chaque fois.

Exemple b. — Pendant le battage de pieux à côté d'un mur pare-feu, les déformations ont été mesurées sur le mur dans les différents étages, verticalement et horizontalement (fig. 6).

Les contraintes dans le mur étaient comprises entre 1,5 et 4,0 kg/cm² (traction). Les fissures dans le mur apparaissaient irrégulièrement dans les zones de moindre résistance.

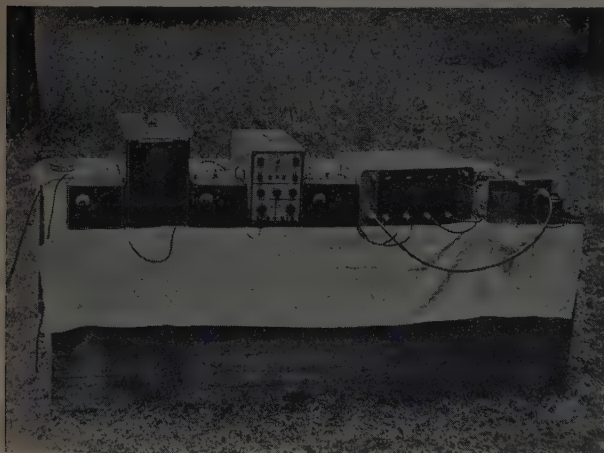
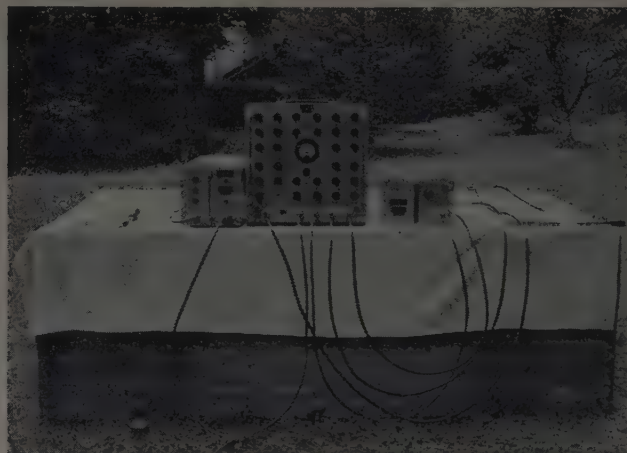


FIG. 4. — Appareil de mesure de vibration.



(Photo H. Blättler, Lucerne.)

FIG. 5. — Appareil de mesure des déformations à l'aide d'extensomètre à résistance.

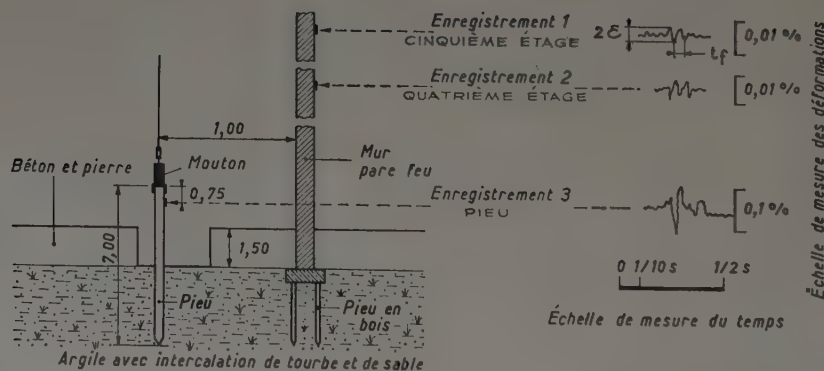


FIG. 6. — Déformations mesurées sur le mur pendant le battage de pieux.

ESSAIS DE CHARGEMENT STATIQUE DES PIEUX DE FONDATIONS. COMPARAISON AVEC LES RÉSULTATS DE BATTAGE

M. CHAPON,

Ingénieur E. P., adjoint au Directeur du Service de Contrôle des Constructions Immobilières au Bureau Véritas.

Par

M. BUISSON,

Ingénieur E. P. Ingénieur-Docteur, Directeur du Service de Contrôle des Constructions Immobilières au Bureau Véritas.

En vue de l'étude d'une fondation sur pieux, on peut employer plusieurs méthodes d'investigation :

- Sondages de reconnaissance du sol avec prises d'échantillons et étude au laboratoire des caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches;
- Sondages par pénétration;
- Battage de pieux d'essai;
- Essais statiques de pieux.

On sait que les deux premières méthodes sont surtout utilisées au stade de l'avant-projet pour étudier les conditions dans lesquelles seront effectués les travaux, alors que les deux dernières sont surtout des moyens de contrôle de la force portante des pieux exécutés. Toutefois, il arrive que pour les chantiers importants on ait recours à l'un ou l'autre de ces essais de pieux en vue de déterminer, au préalable, les conditions dans lesquelles seront exécutés les pieux de fondations eux-mêmes.

a) Première méthode.

L'étude des terrains sur échantillons, est la méthode la plus tentante parce qu'elle se trouve à la base de toute la mécanique des sols et il serait désirable d'arriver par elle à la résolution scientifique de tous les problèmes de fondation.

Dans bien des cas, elle donne une bonne solution à ce problème. Dans d'autres, il semble que l'application des mêmes formules soit en échec, notamment lorsqu'on est en présence de sols à propriétés thixotropiques, dont la résistance au cisaillement développée au repos est très importante.

On constate en effet que la résistance réelle de ces sols aux charges est très supérieure à celle déduite de l'étude des échantillons intacts, soit que ces échantillons ne soient pas réellement intacts malgré toutes les précautions prises, soit que le comportement du sol sous les charges soit différent de celui d'un échantillon pris isolément.

Pour ces sols, il semblerait donc nécessaire d'introduire une caractéristique nouvelle en sus de celles déjà classiques (angles de frottement interne, cohésion, limites d'Atterberg, etc.). Cette caractéristique définirait l'aptitude d'un sol à auto-réparation après remaniement.

Déjà, M. TERZAGHI a défini le degré de sensibilité du sol (Degree of sensitivity. Soil Mechanics in Engineering Practice) comme le rapport R_i/R_r de la résistance à la compression d'un échantillon intact R_i à celle du même échantillon remanié, de même teneur en eau, R_r . A notre avis, il n'est pas certain que ce critère soit

valable dans le cas actuel, car cela supposerait qu'après repos, le sol remanié retrouve exactement sa résistance initiale. Il serait à notre avis nécessaire de définir une autre caractéristique, car il est fort possible que la résistance atteinte après auto-réparation, que nous appellerons R_c , reste inférieure à la résistance R_i du sol vierge. Dans cette hypothèse, on pourrait considérer le terme $\frac{R_c - R_r}{R_i}$ qui mesurerait le gain de résistance dû à l'auto-réparation (en pourcentage de R_i), et le terme $\frac{R_i - R_c}{R_i}$ qui exprimerait la perte finale de résistance due au remaniement (toujours en pourcentage de R_i). Dans les terrains non thixotropiques, le gain de résistance est nul. Dans les terrains entièrement thixotropiques, $R_c = R_i$, la perte finale de résistance serait nulle.

En ce qui concerne l'effet dans le temps, les premières mesures effectuées sur place, et auxquelles M. Buisson fait allusion dans sa communication sur les essais de pénétration, montrent que l'allure de reconstitution est logarithmique.

b) Deuxième méthode.

Les sondages par pénétration constituent un moyen très précieux d'investigation, qui est à la fois rapide et aussi moins coûteux, tout en étant susceptible de fournir des données très utiles. Ainsi que M. Buisson l'a rappelé hier matin, ils sont quelquefois d'interprétation assez délicate. Ils ont l'inconvénient d'être parfois faussés par la présence d'obstacles tels que cailloux ou plaquettes, offrant une certaine résistance aux pénétromètres de dimensions réduites, sans pour cela correspondre à des couches aptes à porter réellement une fondation. Enfin, il convient de noter que l'on mesure par ce moyen un frottement d'un genre particulier, qui est le frottement latéral à la pénétration continue, souvent différent du frottement latéral statique, et différent aussi notablement du frottement interne des terrains traversés. En général et spécialement dans les sols argileux doués de cohésion, les conclusions auxquelles on parvient sont le plus souvent exagérément pessimistes et il convient de les examiner avec un esprit particulièrement critique.

c) Troisième méthode.

Chacun sait que la méthode de contrôle par battage est une des plus anciennement étudiées. La multiplicité des formules de battage est un témoignage du fait qu'on s'est rendu compte de l'écart que présente souvent la force portante d'un pieu déduit du battage de la force portante réelle, lorsqu'on a l'occasion de vérifier celle-ci.

RÉSUMÉ

On se propose de confronter les forces portantes de pieux résultant d'essais statiques de chargement avec celles déduites de l'application des formules classiques de battage ou de l'étude des échantillons de sol en laboratoire.

La comparaison de ces diverses méthodes d'évaluation de la force portante fait apparaître des divergences, que l'on rapproche de la nature des sols et du mode d'exécution des pieux.

En conclusion, on souligne l'intérêt que présente dans la plupart des cas l'exécution des épreuves de chargement statique sur pieu d'essai, préalablement à l'exécution des pieux de fondation, ou mieux, l'auscultation préalable du terrain par les appareils de pénétration, plus économiques que les essais statiques.

SUMMARY

It is proposed to compare the pile bearing capacities resulting from static loading tests with those deduced by applying standard driving formulas or by studying soil samples in the laboratory.

The comparison of these different methods of evaluating bearing capacity brings out divergences, due either to nature of soils or kind of piles.

In conclusion, the advisability, in most cases, of performing static loading test on test piles, previous to the actual driving of foundation piles, or better, the previous feeling of the ground with drive-in tools, more economical than static tests are stressed.

De nombreuses causes influent sur le résultat du calcul basé sur une formule de battage, parmi lesquelles nous rappellerons :

- Les conditions du battage;
- Le rendement du mouton;
- La présence d'un casque ou d'un faux pieu;
- La force perdue au rebondissement;
- La nature du sol (son élasticité notamment);
- Le « collage » susceptible de varier dans le temps, soit en plus (ce qui est dans le sens de la sécurité), soit en moins (ce qui a parfois des conséquences désastreuses).

d) Quatrième méthode.

— C'est pourquoi, de tous les moyens de contrôle ou de recherche cités, le plus sûr est encore l'essai statique. C'est malheureusement le plus coûteux et le plus long et il n'est pas toujours possible d'y avoir recours. Puisque c'est en définitive le véritable « test », le « juge de paix », nous nous proposons d'examiner quelques cas sous l'angle de la comparaison entre cette dernière méthode d'une part, et l'observation des battages de pieux ou des essais de pénétration, d'autre part.

**

Notre intention était de dire aussi quelques mots de la comparaison des essais statiques avec les charges portantes déduites de l'étude complète des échantillons de sol. Mais nous nous sommes rendus compte que c'était là un dessein trop ambitieux, du fait du temps trop court dont nous disposons pour cet exposé.

Tout d'abord, un premier rapprochement que l'on peut faire est la comparaison entre les forces portantes déduites, lors d'un même essai de pénétration, d'une part, de la résistance du sol à l'enfoncement (vérin) et, d'autre part, de sa résistance au battage (mouton). Cette comparaison a été faite sur un très grand nombre de cas dont l'énumération serait fastidieuse. Nous n'en donnerons que le résultat qui est le suivant :

Si l'on appelle S la force portante statique totale (effort de pointe + frottement latéral) déduite des résultats de pénétration par pression, et D la force portante dynamique calculée au moyen de la formule des Hollandais sans coefficient de sécurité à partir des résultats de battage, on constate que tant que le refus au battage dépasse 2,5 mm, le rapport S/D est voisin de 0,75, au moins dans des sols sableux, marneux ou calcaires. Ce rapport varie linéairement de 0 à 0,75 quand le refus varie entre 0 et 2,5 mm.

Il en résulte que pour des refus dépassant 2,5 mm par coup, l'utilisation de la formule des Hollandais avec le coefficient dit de sécurité de 6 conduit donc, en fait, au point de vue statique, à une marge de sécurité supérieure à 3 et plus voisine de 4,5.

Pour quelques cas, le rapport S/D atteint ou dépasse 1, et c'est pour des sables grossiers, graviers, ou sables entrecoupés de plaquettes.

Pour d'autres essais, on a trouvé des rapports S/D de 0,5 et même de 0,3 : il s'agissait de sols vaseux ou argileux, mais l'expérience sur ces sols n'est pas assez confirmée pour qu'il puisse en être fait état et il convient de continuer à rassembler des résultats d'essais expérimentaux.

**

Si maintenant, nous essayons de procéder à la même comparaison pour des pieux, nous trouvons dans nombre de cas la confirmation d'une meilleure force portante statique que celle déduite des résultats du battage : ceci pour des sables.

EXEMPLE. — Un pieu de 0,35 m de diamètre et 15 m de fiche, battu dans le sable, accuse à l'essai statique une force portante supérieure à 150 t alors que le battage permettait de conclure à 100 t seulement.

Un autre pieu carré de 30 × 30 et 15,50 m de fiche, battu dans la craie, donne 140 t de force portante, alors que la formule des Hollandais donnait 90 t au coefficient 6 et la formule de Crandall 85 t au coefficient 3,5.

Cette constatation est importante, car dans certains cas, on ne constate pas d'amélioration des refus au battage en profondeur et on pourrait être tenté de désespérer de jamais obtenir de résultat satisfaisant. Or, en fait, si l'on procède à un essai de chargement statique sur un pieu ayant donné une série de refus insuffisants, on constate souvent que sa capacité portante est en réalité acceptable.

Il faut cependant faire à ce propos quelques remarques :

1^o Dans les essais statiques de pieux ayant pour objet un contrôle de stabilité, on ne recherche pas la charge de rupture, mais

on se limite en général à deux fois la charge de service, et on évalue la force portante par la règle du R. E. E. F. (1).

On n'a pas ainsi de véritable mesure du coefficient de sécurité et on ne peut introduire dans les statistiques la charge S de rupture dont il vient d'être parlé (ce coefficient de sécurité par rapport à la rupture est en fait supérieur à 2 et voisin de 3).

2^o D'autre part, il faut distinguer entre le cas des pieux préfabriqués, puis battus, et ceux qui sont forés, pour lesquels la force portante au frottement latéral est beaucoup moins bien utilisée du fait de la détente du sol lors du forage et au moment du bétonnage si toutes les précautions ne sont pas prises, notamment lorsque le pieu est dans la nappe.

Dans certains cas, ce frottement latéral peut même être mobilisé en sens inverse et donner lieu à un effet de chargement du pieu par composantes verticales de frottement dirigées de haut en bas, ce qui explique certains déboires.

La stabilisation n'est alors obtenue qu'après un enfoncement initial qui peut être nuisible à la bonne tenue de la superstructure du bâtiment.

3^o Enfin, lorsqu'on a affaire à des pieux portant en majeure partie, grâce au frottement latéral le long du fût, le critère de force portante à la suite d'essais statiques devrait changer, et il importe que le frottement soit mobilisé par un enfoncement suffisant pour qu'on soit certain de ne pas être trop près des conditions de rupture.

**

Nous pouvons avancer qu'en général dans les terrains marneux, sableux ou calcaires, les forces portantes déduites des formules de battage cadrent bien avec celles déduites des essais de pénétration et sont l'une et l'autre inférieures à celles mises en évidence par les essais statiques.

Par contre, en terrain argileux non « ressuant », au sens donné à ce terme par M. Buisson au cours de son exposé du 7 juillet, il semblerait dans plusieurs cas que les formules de battage conduisent à des forces portantes exagérément optimistes et que les essais de pénétration cadreraient mieux avec les résultats des essais de chargement statique.

Nous citerons l'exemple d'un pieu de 40 × 40 de 8,25 m de fiche, ayant donné 80 t de force portante à la formule de Crandall, alors que l'essai de pénétration, comme l'essai de chargement statique, conduisaient à ne l'accepter que pour moins de 20 t.

Dans un autre cas, un pieu de 40 × 40, de 17 m de fiche, battu dans l'argile, ne permettait de compter que sur une charge portante de 80 t environ, du fait des essais de sol par pénétration et de 60 t environ du fait de l'observation des refus au battage du pieu. Ce même pieu, essayé en chargement statique 1 mois après son battage, a accusé sous 170 t un enfoncement résiduel de 2,5 mm seulement.

La charge statique n'ayant pas été suffisante pour obtenir les enfoncements résiduels, de 3 mm, 10 mm et 20 mm prévus aux règles du R. E. E. F., rappelées précédemment, un autre essai statique eut lieu 1 mois après battage sur un pieu de 35 cm de diamètre, et de 17 m de longueur. Les résultats obtenus ont été les suivants :

Résistance dynamique déduite de la formule des Hollandais, avec coefficient 6 au dénominateur	33 t
Résistance déduite des essais de pénétration avec coefficient 1/3	37 t
Résistance déduite de l'essai de chargement, en divisant par 3 la charge de rupture	53 t
Résistance déduite de l'essai de chargement, par application des règles du R. E. E. F.	68 t

On observe que l'accroissement de résistance par rapport aux essais de pénétration, soit 43 %, coïncide très sensiblement avec les prévisions pouvant être tirées de la loi d'accroissement logarithmique donnée par M. Buisson dans sa communication.

Dans ce dernier cas d'ailleurs, il s'agit d'un sol à propriétés thixotropiques très marquées et d'un pieu portant principalement par frottement latéral du fût, ou pieu flottant.

Les caractéristiques du sol encaissant sont données par M. Buisson dans la discussion de l'exposé de MM. RODIN et TOMLINSON.

(1) Si on considère la charge qui donne un enfoncement non élastique de 3 mm, puis les 2/3 de la charge qui donne un enfoncement non élastique de 10 mm, puis la 1/2 de la charge qui donne un enfoncement non élastique de 20 mm, on prend comme charge admissible le plus petit de ces trois nombres.

Notre conclusion sera la suivante :

— Les essais de chargement statique sur pieux battus pour lesquels on a pu observer les refus au battage et les caractéristiques du sol aux essais de pénétration présentent un très grand intérêt pour l'avancement de la science des fondations ;

— Il serait souhaitable que, contrairement à ce qui se pratique

sur beaucoup de chantiers, on exécute de tels essais dès l'ouverture des travaux de fondation et non pas en conclusion de ceux-ci ; une telle façon de procéder éviterait souvent des erreurs d'appréciation encore possibles et permettrait, dans beaucoup de cas, de réaliser des économies sur les dépenses de pieux de fondation ;

— Toute science doit s'appuyer pas à pas, au fur et à mesure de ses progrès, sur l'expérience. En matière de pieux de fondation, il n'est pas de meilleure expérience que l'essai statique.

DISCUSSION

LE PRÉSIDENT. — Je remercie le conférencier de son exposé qui indique une très grande expérience du fonçage des pieux.

M. MEYERHOF. — Y a-t-il une explication pour que S/D tende vers O quand le refus tend vers O ?

M. CHAPON. — Oui, car dans ces conditions D augmente indéfiniment dans la formule de battage tandis que S reste fini.

M. CAQUOT. — La formule des Hollandais néglige le raccourcissement élastique du pieu ; lorsque E tend vers O, il reste un terme constant, par conséquent, S/D tend vers O.

UN AUDITEUR. — La vitesse du mouton n'intervient-elle pas ?

M. DE JOSSELINE DE JONG. — Dans la formule S/D, on considère le rapport entre la force statique et la force dynamique. En réalité, S est la force nécessaire pour faire pénétrer à une certaine vitesse, tandis que celle qui nous intéresse est la vitesse « zéro ». Dans les essais présentés par M. GEUZE le 7 juillet, on a trouvé une réduction de 50 % de la force pour la vitesse zéro par comparaison avec la vitesse de pénétration, qui était de 3 mm/s.

M. CHAPON. — Tous les essais ont été effectués à la même vitesse et avec le même appareil.

M. LAZARD. — Il est assez grave de mélanger même avec le même appareil, M, h et P. Cela peut changer le résultat.

M. CHAPON. — Il faut un refus minimum.

M. BUISSON. — Pour avoir un bon refus, on augmente la masse ou la hauteur.

M. LAZARD. — Le coup de main du batteur n'intervient-il pas ?

M. BUISSON. — Ce n'est pas possible puisque le mouton tombe en chute libre. Il est remonté à la main.

M. FLORENTIN. — Je ne pense pas que l'on puisse être aussi absolu dans la comparaison des résistances au cisaillement latéral des pieux préfabriqués et battus, et des pieux moulés dans le sol. On fait un très grand cas de la détente du sol provoquée par le forage. Ceci est peut-être vrai dans des terrains pulvérulents très compacts. Mais dans des terrains argileux, l'effet de décompression du sol par le forage du pieu moulé n'est pas plus nocif que l'effet du remaniement introduit par le battage, car le pieu pénètre dans le sol sans le compacter, mais en le remaniant complètement à teneur en eau constante, à partir d'une profondeur égale à quelques diamètres. Dans des argiles sensibles au remaniement, cet effet est loin d'être négligeable.

En ce qui concerne le frottement négatif, je ne comprends pas pourquoi une décompression latérale du sol pendant l'exécution du trou peut se produire. Le frottement négatif est intimement lié au mouvement relatif du sol et du pieu. Pour qu'il existe, il faut que le sol environnant le pieu tasse plus que celui-ci. C'est le cas des sols incomplètement consolidés sous leur propre poids, ou des sols compressibles surchargés par des remblais après construction des pieux. Le phénomène est, à notre avis, lié à la nature du sol et non au mode d'exécution du pieu.

M. BUISSON. — L'effet du forage sur la consistance du terrain latéral procède de plusieurs causes.

Le remaniement d'ensemble du sol autour du pieu est moins accentué en général, que dans le cas des pieux battus. Cependant, dans le cas des argiles ou terrains argileux noyés, la partie superficielle est fortement humectée et remaniée lors du forage, et comme aucune compression du sol ne s'est produite, cette zone superficielle peut difficilement se consolider sauf par gonflement (dans le cas où cela est possible) du sol encaissant. De toutes façons, la résistance de cette zone superficielle ne peut être que notablement inférieure à celle du sol encaissant.

D'autre part, lorsque le pieu est foré sans introduction dans le tube d'une colonne d'eau pure, ou lourde, destinée à équilibrer le sol et le béton dans le fond du tube, des remontées de terrain se produisent dès que les conditions de rupture sont remplies, et ces remontées dans le tube créent du frottement négatif.

En effet, la consolidation du sol encaissant d'où provient le bouchon qui remonte dans le tube ne peut être instantanée et à toutes chances de durer pendant et après le bétonnage. Depuis longtemps, la nécessité d'emplir le tube avec de l'eau n'est d'ailleurs plus à démontrer.

Enfin, puisque au cours des essais de pénétration on constate des diminutions importantes de résistance au cisaillement dans les terrains éboulés et les terrains très sensibles au remaniement, il nous paraît très probable que dans le cas de pieux forés, les circonstances sont aggravées car le sol encaissant n'est en aucun cas consolidé par le forage, comme il l'est dans les essais de pénétration ou les fonçages de pieux.

Au moment de la mise en charge du pieu foré, l'affaissement du terrain encaissant se produit par cisaillement. Celui-ci peut être plus important, suivant les cas, que l'enfoncement de la pointe, d'où le frottement négatif. Alors que dans le cas des pieux foncés, le phénomène s'est déjà produit en grande partie, au moment de la mise en place du pieu, ses conséquences sont plus importantes dans le cas du pieu foré, ce qui contribue à l'augmentation d'enfoncement, à charge égale, que l'on constate dans le cas des pieux forés.

M. FLORENTIN. — Il apparaît que vous considérez que les pieux battus présentent moins d'inconvénients que les pieux forés, alors que je crois personnellement que le choix est un cas d'espèce où interviennent à la fois la technique et l'économie.

En fait, aucun des systèmes de pieux ne conserve intégralement les qualités du sol encaissant. On peut reprocher aux pieux battus de remanier les sols argileux, et aux pieux forés de diminuer la résistance au cisaillement du terrain encaissant par augmentation de sa teneur en eau (sur le pourtour immédiat du pieu). Il est impossible, a priori, de savoir quel est le type de pieux qui produit le plus de diminution. Suivant la nature de l'argile, l'un ou l'autre des deux effets peut être prépondérant.

Je suis d'accord avec vous sur le fait qu'il y a des précautions à prendre dans le forage d'un pieu pour éviter la remontée du terrain dans le tube. Cette remontée, lorsqu'il s'agit de sable fin, est surtout produite par le gradient hydraulique. Dans ce cas, si la précaution est prise de remplir le tube, il n'est pas question de frottement négatif, et de toute façon la consolidation serait rapide. S'il s'agit de sols argileux, la rentrée de terrain dans le tube se fait à teneur en eau constante, de sorte que le remaniement du terrain encaissant est de même nature que celui qui se produit dans le battage.

Vous signalez que lorsque l'on fait un essai de pénétration dans des terrains sensibles au remaniement, on constate des diminutions importantes de résistance au cisaillement ; l'essai de pénétration est justement un essai qui ressemble au battage.

Vous signalez que pour les pieux forés les circonstances s'en trouvent aggravées du fait que dans certains cas il n'y a aucune consolidation alors qu'il y en aurait dans le fonçage des pieux par battage ou dans l'essai de pénétration. A ma connaissance, une telle consolidation par battage n'a pu être observée que dans des terrains sableux, où, effectivement, lorsque l'on bat un groupe de pieux, on constate que le « refus » des derniers pieux est obtenu avec une fiche plus courte que pour les premiers.

Pour les terrains argileux ou vaseux que l'on traverse habituellement, je pense que la pénétration du pieu battu se fait à teneur en eau constante et que la consolidation est négligeable.

M. CAQUOT a signalé, à plusieurs reprises, le cas de pieux pour lesquels, à un instant donné, on pense avoir obtenu le refus, et qui, le lendemain, s'enfoncent tout seuls, probablement par suite d'une « relaxation » des contraintes autour du pieu. On peut d'ailleurs également constater l'inverse par exemple dans la craie.

Ces considérations me laissent persuadé qu'il s'agit de cas d'espèce. Il me paraît dangereux de faire planer un doute sur des types de pieux que, dans des cas concrets, on est bien content d'avoir à sa disposition pour résoudre certains problèmes pratiquement inextricables ou insolubles avec des pieux battus.

En règle générale, à mon avis, le frottement négatif dépend de la tendance à la consolidation du terrain encaissant dans son ensemble. Cette tendance à la consolidation du terrain est accentuée par les charges introduites au-dessus de la couche compressible (remblai, semelles, etc.) (1).

(1) On trouvera dans la présente communication ainsi que dans celle des auteurs au congrès de Zurich, un certain nombre de réponses aux observations de M. FLORENTIN.

SUR LE TERME DE SURFACE DANS LE CALCUL DES FONDATIONS EN MILIEU PULVÉRULENT

Par

A. CAQUOT,
Membre de l'Institut.

J. KÉRISSEL,
Professeur de Mécanique des Sols
à l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Les faibles dimensions transversales des pieux ordinaires donnent une prédominance particulière aux termes de pointe et de frottement latéral dans la force portante. Au contraire, dans les pieux colonnes ou puits, le terme de surface est loin d'être négligeable en raison du dimensionnement plus important et aussi de la rigidité de la fondation.

Ceci nous amène à préciser la valeur du terme de surface pour les fondations rigides.

Nous désignerons par terme de surface, celui qui permet de calculer la résistance du sol sous une charge appliquée en surface.

Nous l'avons déterminée pour le cas où la charge appliquée est en chaque point normale au plan d'application et nous avons donné, dans l'équilibre à deux dimensions, au coefficient moyen correspondant, le symbole s_1 , dans nos tables de butée et de poussée (1948, Gauthier-Villars, éditeur) [1].

Le coefficient est beaucoup plus élevé lorsque la force totale est appliquée à un élément rigide.

Il se produit alors, sous la fondation, un coin en équilibre surabondant dans le milieu pulvérulent, et ce coin descend avec la fondation, en glissant par ses faces latérales sur le milieu.

Par raison de symétrie, le plan CD, au-dessous de la pointe C est un plan principal. Les directions AC et BC de glissement font donc avec lui l'angle $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$.

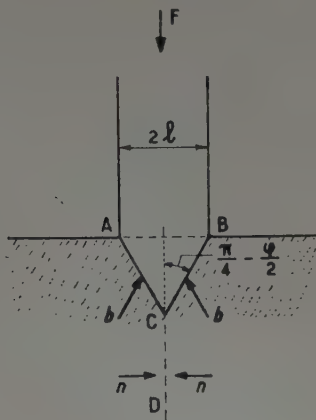


FIG. 1.

Les chiffres entre crochets renvoient à la Bibliographie page 342.

Les contraintes sur les plans AC et BC sont données dans nos tables pour cet angle de butée à la distance unité de la surface et pour le poids spécifique unité.

La résultante F, par unité de longueur perpendiculaire au plan de figure sera donnée par l'équation de projection :

$$F = 2l \times \frac{bl}{2} \times \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \times \frac{1}{\sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$= 2l \times \frac{bl}{2 \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

En désignant par s'_1 le symbole de la pression moyenne de fondation $F/2l$ rapportée au rayon moyen 1, il vient :

$$s'_1 = \frac{b}{2 \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{b}{2} \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{1 - \cos^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Notre ouvrage précité permet donc le calcul de s'_1 .

Nous en déduisons le tableau suivant en lisant b dans les tables de butée :

$\varphi =$	10°	20°	30°	40°	50°	60°
$-\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} =$	40	35	30	25	20	15
$l =$	1,73	4,57	13,1	45,0	228	2790
$\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) =$	0,6428	0,5738	0,5000	0,4226	0,3420	0,2588
$\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) =$	0,8391	0,7002	0,5774	0,4663	0,3640	0,2680
d'où :						
$s'_1 =$	1,604	5,69	22,69	114,2	916	20,100

En nous reportant à la table de s_1 nous voyons que s'_1 dans la zone habituelle d'utilisation est le triple de s_1 .

Pour 30°, MEYERHOF [2] a calculé 22,9 et OHDE [3] 22,5.

La valeur résultante de nos tables donnée ci-dessus est 22,69. Elles permettent d'interpréter s'_1 pour toute valeur de φ .

RÉSUMÉ

Le terme de surface prend de l'importance dans les fondations rigides composées de puits ou de pieux de grand diamètre. Sa valeur est ici précisée.

SUMMARY

The surface factor becomes important in rigid foundations consisting of pits or of large diameter piles. Its figure is specified.

COURBES DE GLISSEMENT DU SOL SOUS LA POINTE DES PIEUX

A. CAQUOT,

Membre de l'Institut,

Par

J. KÉRISSEL,

Professeur de Mécanique des Sols
à l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

De nombreuses expériences de battage ou de chargement de pieux ont permis d'apporter quelques précisions sur la variation de leur force portante en fonction de la largeur l et de la profondeur h de la pointe.

Mais, si le mécanisme des glissements est bien connu pour de faibles valeurs de h/l , il est loin d'en être de même dès que h/l dépasse un certain seuil.

On a émis l'hypothèse que les courbes de glissement prenant naissance à la pointe du pieu se retournaient sur le fût en formant un bulbe. A notre connaissance, l'existence de ce bulbe n'a pas été mise en relief expérimentalement.

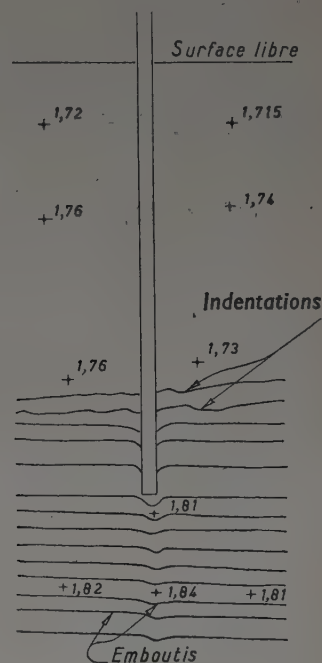
Nous avons entrepris une série d'expériences en vue de mettre en évidence l'ensemble des courbes de glissement pour de grands h/l .

Le procédé employé est le suivant :

Dans une enceinte sont déposées des couches horizontales de sable de Fontainebleau mélangé dans des proportions convenables avec des colorants différents et du ciment. Sur un pieu étroit (3 cm de largeur) enterré à $h/l = 30$, au sein de ce milieu, on exerce un effort supérieur à la charge limite. Après arrosage du sable et prise du bloc de sable, on le découpe à la scie suivant un plan diamétral passant par l'axe du pieu et on peut ainsi examiner les glissements produits dans le massif.

Les premiers résultats expérimentaux mettent en évidence deux faits : (fig. 1).

1° Une indentation très nette située à une distance horizontale de l'ordre de $3l$ à $5l$ du fût sur le plan situé à $5l$ au-dessus de la pointe.



Les chiffres indiquent les densités sèches après glissement.

FIG. 1.

RÉSUMÉ

De nombreuses expériences de battage ou de chargement de pieux ont permis d'apporter quelques précisions sur la variation de leur force portante en fonction de la largeur l et de la profondeur h de la pointe.

Mais, si le mécanisme des glissements est bien connu pour de faibles valeurs de h/l , il est loin d'en être de même dès que h/l dépasse un certain seuil.

On a émis l'hypothèse que les courbes de glissement prenant naissance à la pointe du pieu se retournaient sur le fût en formant un bulbe.

Nous avons entrepris une série d'expériences en vue de mettre en évidence l'ensemble des courbes de glissement pour de grands h/l .

Les premiers résultats expérimentaux mettent en évidence deux faits :

1° Une indentation très nette située à une distance horizontale de l'ordre de $3l$ à $5l$ sur le plan situé à $5l$ au-dessus de la pointe.

2° Une série de courbes de glissement en forme d'emboutis sous la pointe du pieu de largeur sensiblement égale à la largeur du pieu et se manifestant jusqu'à une profondeur certainement supérieure à $12l$.

Alors que la théorie et l'expérience des fondations en surface et à faible profondeur conduisent à des courbes de glissement concaves vers le haut et perçant jusqu'à la surface, il faut à grande profondeur admettre l'existence d'une zone étroite, cylindrique, en prolongement du fût du pieu dans laquelle la pression exercée par la pointe du pieu produit les glissements localisés décrits.

SUMMARY

Numerous pile driving and loading experiments shed light on the variation of the bearing capacity of piles as a function of the width l and the depth h of the toe.

But, if the sliding mechanism with small h/l values is well known, this is far from being the case as soon as h/l exceeds a certain threshold.

The hypothesis has been set forth that the sliding curves originate at the pile toe and turn back on the shaft forming a bulb.

We have undertaken a series of experiments in order to elucidate all the sliding curves for large h/l .

The preliminary experimental results shows two facts :

1° A clearly marked indentation at a horizontal distance of 3 to 5 l on the plane located at $5l$ above the toe.

2° A series of cup-shaped sliding curves under the pile toe, roughly equal in width to the pile width, and found up to a depth certainly greater than $12l$.

While the theory and practice of foundations at or near the surface leads to sliding curves concave upwards and going up to the surface, at a great depth there must be assumed to exist a narrow cylindrical zone in prolongation of the pile shaft in which the pressure exerted by the pile toe causes above described local slides.

Cette indentation correspond au passage en ce point de courbes de glissement dont nos expériences en cours permettront de préciser, nous l'espérons, l'orientation.

2° Une série de courbes de glissement en forme d'emboutis sous la pointe du pieu de largeur sensiblement égale à la largeur du pieu et se manifestant jusqu'à une profondeur certainement supérieure à 12l.

Alors que la théorie et l'expérience des fondations en surface et à faible profondeur conduisent à des courbes de glissement concaves vers le haut et perçant jusqu'à la surface, il faut à grande profondeur admettre l'existence d'une zone étroite, cylindrique, en prolongement du fût du pieu dans laquelle la pression

exercée par la pointe du pieu produit les glissements localisés décrits.

Dans nos expériences au départ, le mélange avait été fortement tassé à la main jusqu'à la densité sèche de 1,70 environ. Après application de la charge limite, l'analyse de cubes élémentaires prélevés dans le milieu, après prise, met en évidence des densités sèches supérieures à 1,80 vers le fût, ce qui accuse un resserrement des grains.

Les expériences seront refaites avec un milieu tassé mécaniquement à refus au départ, en vue d'examiner notamment si l'augmentation de la densité initiale fait disparaître les courbes de glissement en forme d'emboutis.

DISCUSSION

M. COUARD. — J'aimerais savoir si les essais ont été effectués dans l'eau ou à sec ? D'autre part, si les caractéristiques du sol varient pendant l'enfoncement, on ne voit pas à quoi peuvent servir les essais de laboratoire.

M. CAQUOT. — Les essais ont été effectués à sec; ils ont montré des mouvements de resserrement de la matière dus à l'enfoncement du pieu. Il faut déterminer les formules théoriques faisant intervenir des coefficients de déformation avec leurs deux paramètres; on aura alors tous les éléments pour déterminer, d'après les résultats de laboratoire, la résistance des pieux.

Pour une argile, le problème est plus simple; les expériences de M. HABIB ont montré que le milieu restait isotrope.

M. FONTAINE. — Comment a-t-on mesuré la densité ?

M. CAQUOT. — Le milieu est cimenté, il suffit de découper des cubes et d'en mesurer directement la densité. Il y a du reste très peu de ciment, 150 kg/m³; on connaît l'eau d'hydratation avec une bonne précision; même si on fait une erreur sur le pourcentage d'eau, l'erreur résultante reste très faible, puisqu'elle porte sur un terme correctif.

M. COUARD. — Je demande à nouveau comment prévoir les variations sous la pointe.

M. CAQUOT. — Le pieu crée un milieu anisotrope sous la pointe; mais on connaît la relation entre l'angle de frottement interne et l'indice des vides pour le sable pur, c'est-à-dire le cas des essais. On a tous les éléments pour résoudre le problème.

M. BUISSON. — Dans sa communication, M. POGANY relate des expériences confirmant celles de M. CAQUOT, où l'on constate aussi la déformation du terrain en embouti.

M. CAQUOT. — Cette forme est due à l'effort très grand sur le bord de la base du pieu, d'où la formation d'un tube sous la pointe.

M. BUISSON. — Mes anciens essais qui avaient été filmés et présentés à Bruxelles, effectués dans du sable meuble, ont montré que les particules sous la pointe du pieu avaient un mouvement qui tendait à les écarter latéralement.

M. CAQUOT. — Était-ce dans l'eau ? Parce que l'on a un phénomène extrêmement différent dans l'eau; le liquide transmet des contraintes au solide.

M. BUISSON. — Non, le sable était sec. On peut peut-être l'expliquer par anisotropie sous le fût.

M. CAQUOT. — En profondeur, la compressibilité intervient.

UN AUDITEUR. — Il faut connaître beaucoup de paramètres physiques et pas seulement ϕ et c .

M. CAQUOT. — C'est exact; mais l'angle de frottement s'améliore avec l'enfoncement du pieu et, si on le suppose constant, on reste du côté de la sécurité. Si l'on voulait préciser davantage, il faudrait aussi mesurer les coefficients de compressibilité; ceux du squelette solide sont très faibles si on les compare aux 22 000 mapz de l'eau. Cette valeur est à peu près égale à cent fois celui du squelette solide de sable.

M. FLORENTIN. — Est-ce que le problème de Boussinesq des déformations au bord du cylindre peut donner une explication valable de la forme d'embouti constatée ?

M. CAQUOT. — Les formules de Boussinesq ne sont pas applicables en profondeur. En fait il faut faire une étude plastique. Pour un pieu de 40 cm il faut, sous le pieu, une couche d'épaisseur supérieure à 4,80 m pour avoir un milieu semi-indéfini.

M. CAMBEFORT. — Est-ce que la variation de l'angle à la pointe ne change pas le phénomène ?

M. CAQUOT. — Cela ne change pas grand-chose sauf si l'angle à la pointe est inférieur à 45°, alors il y a écartement. A l'heure actuelle, avec des pieux en béton armé, le sabot est à peu près inutile, alors qu'il est nécessaire avec des pieux en bois.

M. LAZARD. — A partir de quelle profondeur faut-il faire une différence entre ce qui se passe en profondeur et ce qui se passe en surface ?

M. CAQUOT. — Pour le moment on peut seulement dire que les formules de surface sont pessimistes et que les résistances doivent s'améliorer avec la profondeur.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] CAQUOT et KÉRISEL, *Tables de butée et poussée*, 1948. Gauthier-Villars (Paris).
CAQUOT et KÉRISEL, *Traité de Mécanique des Sols*, 1949. Gauthier-Villars (Paris).
- [2] MEYERHOF, *The ultimate bearing capacity of foundations*.
- [3] OHDE, *Bautechnik*, 16, 150, 761.

RECHERCHES SUR LE FROTTEMENT LATÉRAL DES PIEUX FORÉS ET BATTUS DANS L'ARGILE

S. RODIN,
M. S. ; A. M. I. C. E.,

Par

M. J. TOMLINSON,
A. M. I. C. E., A. M. I. Struct E.

INTRODUCTION

Pendant ces dernières années, l'attention des ingénieurs a été attirée sur l'extension des méthodes de calcul de la capacité portante des pieux, basées sur les principes de la mécanique des sols.

L'étude des méthodes « statiques » par les divers chercheurs a mis en évidence des divergences importantes dans le calcul des résistances de pointe et latérale. Mais on a généralement admis que le frottement dans un sol argileux était égal à la résistance au cisaillement du sol en place en ce qui concerne les pieux forés, tandis que, dans le cas des pieux battus, le frottement

résultait de la résistance du sol remanié immédiatement après le battage. Toutefois, cette dernière résistance croît pendant un mois ou deux et atteint la résistance au cisaillement du sol en place.

Le présent exposé rend compte des résultats obtenus lors d'un certain nombre d'essais statiques de pieux. Les auteurs ont essayé d'établir une méthode de prévision de la résistance des deux genres de pieux, forés ou battus, dans l'argile, en distinguant la résistance au frottement latéral et la résistance de pointe. Les résultats se rapportent à des argiles ayant une faible sensibilité.

CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE FINALE DES PIEUX DANS L'ARGILE

On connaît très peu de chose sur la distribution des tensions de cisaillement et l'allure de la zone de rupture dans le sol. En général, le calcul de la capacité portante Q_u est grandement facilité en admettant qu'il est la somme :

- a) de la résistance de pointe Q_b et
- b) de la résistance de frottement Q_s .

a) Résistance de pointe.

On suppose qu'elle est égale à la résistance d'une semelle rigide ayant la même section transversale et située à la même profondeur. TERZAGHI suggère que la résistance de pointe d'un pieu dans l'argile peut être considérée approximativement comme ayant la même valeur que celle donnée par l'équation :

$$q_b = cN_c + p_o$$

où :

- c = résistance au cisaillement de l'argile;
- p_o = pression effective au niveau de la pointe,

avec $N_c = 7,4$ pour une semelle circulaire de faibles dimensions et dont la base est rugueuse.

MEYERHOF a trouvé que, pour une fondation dont la profondeur est égale à deux fois le diamètre, $N_c = 9,34$, pour un cercle ou un carré sans frottement et $N_c = 9,74$, pour un cercle ou un carré avec frottement.

Les récentes recherches de SKEMPTON et MEYERHOF et les résultats qu'ils ont obtenus au cours d'essais publiés montrent que la valeur $N_c = 9$ est suffisamment approchée dans la pratique.

b) Frottement latéral.

Peu de chose a été publié sur le frottement le long des pieux. Avec des pieux « flottants », le frottement latéral augmente rapidement avec la profondeur et la résistance de pointe est, en général, faible vis-à-vis du frottement. Quoique le frottement dépende en premier lieu, du type du sol encaissant, on estime

RÉSUMÉ

Cette étude décrit les recherches faites sur le rapport entre le frottement superficiel observé pendant le chargement des pieux d'essais jusqu'à rupture et la résistance au cisaillement des sols argileux encaissants. Les résultats des essais de chargement sur les pieux forés et les pieux battus sont étudiés conjointement avec la résistance au cisaillement et d'autres caractéristiques physiques du sol encaissant. Des essais spéciaux ont été effectués pour évaluer séparément le frottement superficiel et la résistance de pointe d'un pieu foré.

Dans le cas de pieux forés, les essais ont montré que la résistance de pointe était bien de l'ordre de grandeur de la capacité portante théorique finale qui est de neuf fois la cohésion de l'argile non remaniée. Le rapport entre le frottement superficiel observé et le frottement superficiel théorique maximum (basé sur la résistance au cisaillement de l'argile non remaniée) varie de 0,4 en moyenne pour les argiles fermes à 0,25 pour les argiles dures. On a observé un frottement superficiel d'une à deux fois supérieur au frottement superficiel maximum théorique basé sur la résistance au cisaillement de l'argile complètement remaniée.

Pour les pieux foncés, on a supposé que la résistance de pointe pouvait être calculée d'après l'égalité $q = 9c$. Sur cette base, le rapport entre le frottement observé et le frottement superficiel théorique maximum augmentait de 0,23 pour les argiles très dures à 1 pour les argiles très molles. Dans cette étude, on discute les raisons possibles de l'abaissement du frottement superficiel maximum mobilisé dans le cas des argiles dures.

SUMMARY

This paper describes an investigation of the relationship between the skin friction observed when loading test piles to failure and the shear strength of the surrounding clay soils. The results of loading tests on in situ bored and on driven piles are studied in conjunction with the shear strength and other physical characteristics of the surrounding soil. Special tests were made to evaluate separately the skin friction and base resistance of a bored pile.

In the case of the in situ bored piles, the tests showed that the base resistance was in good agreement with the theoretical ultimate bearing capacity of nine times the undisturbed cohesive strength of the clay. The ratio of the observed skin friction to the theoretical maximum skin friction (based on the undisturbed shear strength of the clay), varied from an average of 0,4 for firm clays to 0,25 for stiff clays. The observed skin friction was one to two times greater than the theoretical maximum skin friction based on the shear strength of the fully softened clay.

For driven piles, it was assumed that the base resistance could be calculated from the relationship $q = 9c$. On this basis the ratio of the observed skin friction to the theoretical maximum skin friction decreased from unity for very soft clay to 0,23 for very stiff clays. Possible reasons for the low proportion of the maximum skin friction which is mobilised for stiff clays, are discussed in the paper.

TABLEAU II. — RÉSULTATS D'ESSAIS DE CHARGEMENT SUR DES PIEUX BATTUS DANS L'ARGILE.

NUMÉRO de référence	DIAMÈTRE DU PIEU en cm	TYPE DE PIEU	LONGUEUR DU PIEU EN m		RÉSISTANCE AU CISAILEMENT d'après les essais en t/m ²		RÉSISTANCE THÉORIQUE FINALE EN t			RÉSULTATS DES ESSAIS DE PIEUX					LIEU DE L'ESSAI
			Longueur totale	Longueur de la partie dans le sol L	Moyenne le long de la de la paroi C _s	A la pointe C _a	Pointe Q ₀	Frottement latéral Q _s	Total Q ₀	Résistance en t			Frottement latéral calculé pour la charge maximum en t		
										Charge de rupture admise Q _a	Charge maximum Q _m	$\frac{Q_a}{Q_m}$	$Q_{ms} = Q_m - Q_0$	$\frac{Q_{ms}}{Q_s}$	
22	35,5 (côté)	Béton moulé d'avance.	11,88	8,23	15,00*	11,70*	13,20	175,76	188,97	72,13	87,37	0,83	74,17	0,42	Cheshire.
23	—	—	10,95	7,15	17,05*	12,15*	13,91	207,26	221,48	55,83	60,96	0,92	46,73	0,23	—
24	—	—	8,30	3,81	21,45*	17,05*	19,40	116,84	136,14	43,68	52,83	0,83	33,52	0,29	—
25	61,0 (diamètre)	—	4,87	4,87	13,65*	13,12*	34,54	127,00	161,54	62,99	69,08	0,91	34,54	0,27	—
25 A	—	—	6,40	6,40	13,65*	13,12*	34,54	166,62	201,16	96,52	106,68	0,90	72,13	0,43	—
26	—	—	3,05	3,05	13,90*	13,65*	35,56	81,28	116,84	55,88	71,12	0,79	35,56	0,30	—
27	30,5 (côté)	—	9,15	8,53	12,25	22,42	18,79	127,00	145,79	92,45	97,53	0,95	78,74	0,62	Londres (chantier B).
28	—	—	4,75	4,12	8,86	16,50	13,81	44,70	58,42	41,65	48,67	0,98	28,95	0,65	—
29	BP3 (diamètre)	Parallépipède en acier Larssen.	3,43	3,43**	0,87	0,65	0,50	4,77	5,28	—	4,97**	—	4,47	0,93	Grangemouth.
30	—	—	4,67	4,67**	0,77*	0,65*	0,50	5,68	6,19	—	5,38**	—	4,87	0,86	—
31	—	—	4,95	4,95**	0,67*	0,55*	0,50	5,58	6,09	—	5,28**	—	4,77	0,85	—
32	—	—	5,55	5,55**	0,67*	0,44*	0,40	5,79	6,19	—	5,18**	—	4,77	0,83	—
33	45,5 × 61,0	Béton moulé d'avance.	7,75	7,74	6,35	4,92	12,29	104,64	116,84	97,53	116,84	0,83	104,64	1,00	Morganza.
34	61,0 (diamètre)	Tube en acier.	14,78	14,78	3,61	3,61	9,55	12,80	132,08	172,72	172,72	1,00	163,16	1,24	—
35	20,5 (diamètre) Pointe	Tube conique en acier.	20,32	20,32	3,61	3,61	1,01	77,21	78,23	78,23	81,28	0,96	80,26	1,04	—
36	30,5 (diamètre)	Tube en acier.	20,55	20,55	3,61	3,61	2,33	71,12	73,10	57,91	60,96	0,95	58,92	0,83	—
37	45,5 (diamètre)	—	20,05	20,05	3,61	3,61	5,38	105,66	110,74	82,29	91,44	0,90	86,36	0,82	—
38	61,0 (diamètre)	—	20,30	20,30	3,61	3,61	9,55	142,24	151,38	138,17	142,24	0,97	133,09	0,93	—
39	76,0 (diamètre)	—	20,30	20,30	3,61	3,61	14,03	176,78	192,02	168,65	182,88	0,92	167,64	0,95	—
40	56,0 (côté)	Béton moulé d'avance.	19,40	19,40	3,61	3,61	10,16	158,49	168,65	137,16	142,24	0,96	132,08	0,93	—
41	40,5 (diamètre)	Tube en acier.	20,80	20,00	1,42	1,42	1,62	35,56	37,59	38,10	—	—	36,57	1,03	Detroit.
42	20,5 (diamètre) Pointe	Bois conique.	24,40	24,40	2,75	6,35	1,82	63,50	65,02	52,83	101,60	0,52	99,56	1,57	Mare Island.

Résistance de pointe, Q_0 , calculée d'après la formule $Q_0 = 9c_s \times$ surface de pointe, où c_s = résistance au cisaillement. Argile intacte ou remaniée.
Frottement latéral, Q_s , calculé d'après la formule $Q_s = C_s \times$ surface latérale, où C_s = moyenne de la résistance au cisaillement. Argile intacte ou remaniée.
Charge de rupture admise, Q_a , estimée d'après les critères utilisés à Morganza Floodway (voir notes * du tableau I).

* Résistance au cisaillement. Argile remaniée.

** Observé d'après la profondeur à laquelle s'est enfoncé le pieu sous son propre poids et celui du mouton et du casque.

SONDAGE
AU VOISINAGE
DU PIEU N°22

COURBE
RÉSIST. AU CISAILL.
/ PROFONDEUR

RÉSISTANCE AU BATTAGE
MOUTON DE 2,7 t
CHUTE DE 1,2 m

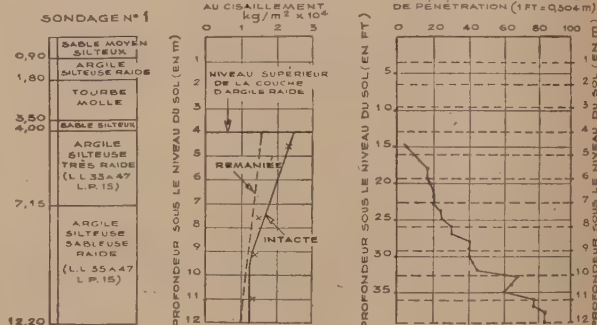
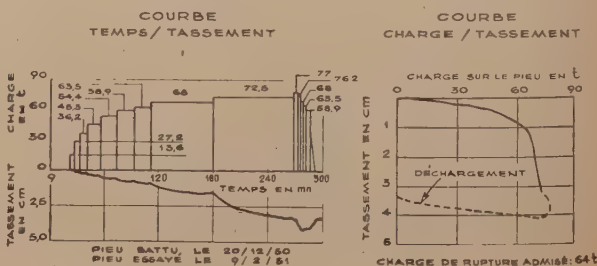


FIG. 4. — Résultats d'essais du pieu n° 22 (pieu en béton moulé d'avance 14 × 14 inch. × 40 ft.).



g) Le rapport entre la charge de rupture calculée, et la charge maximum variait entre 0,64 et 0,96 pour les pieux en béton et entre 0,5 et 0,65 pour les plaques de 12 inches (30,5 cm). Cette constatation, ainsi que celles du paragraphe f) montrent que la résistance au frottement est mobilisée sur une plus courte distance que la résistance maximum de la pointe.

h) La valeur moyenne du rapport de la charge de rupture calculée à la charge maximum a été de 0,83. Le coefficient de sécurité doit dépendre de plusieurs facteurs — du type de la structure — de sa sensibilité ou de son insensibilité au tassement, ainsi que du nombre de pieux groupés. Pour les structures les plus courantes, les auteurs considèrent que le facteur de sécurité de 2 par rapport à la rupture doit être généralement suffisant.

B. — Pieux battus dans l'argile.

Une recherche a été faite en 1951 par la firme de l'auteur dans le Cheshire. Elle comportait le battage et l'essai statique de pieux en béton armé préfabriqués de différentes longueurs et de différentes dimensions. Les résultats des sondages, essais de laboratoire et essais de pieux, sont indiqués figure 4. Les calculs de résistance de pointe et de frottement basés sur les essais sont donnés tableau 2. Aux charges maxima, on voit que 23 à 42 % de la résistance théorique au frottement (estimées d'après les essais de cisaillement sur argile remaniée) étaient mobilisés, et qu'il y a une tendance à l'augmentation du rapport du frottement observé au frottement théorique lorsque la profondeur atteinte augmente.

Deux pieux en béton armé moulés d'avance ont été battus et chargés dans l'argile de Londres (site B). Ces essais faisaient

partie du programme de la Building Research Station et de la firme des auteurs. Les résultats des essais et calculs sont donnés tableau 2 (pieux 27 et 28). Une augmentation rapide de la résistance au cisaillement est observée avec la profondeur (analogue à ce qui est montré figure 1 pour le site A).

On trouvera aussi, tableau 2, des essais de pieux battus à Morganza, Richmond (Calif.), Mare Island (Calif.), Detroit, ainsi que les observations faites par la firme des auteurs sur des pieux métalliques rectangulaires à Grangemouth.

Le rapport moyen de la charge de rupture calculée à la charge maximum observée pour les pieux précédents était de 0,83. (Les maxima et minima étaient respectivement 0,52 et 1.)

Tous les résultats d'essais de pieux battus sont portés figures 5-6. La figure 5 montre une réduction significative du rapport frottement observé à frottement théorique, lorsque la résistance au cisaillement de l'argile augmente.

Trois hypothèses ont été émises concernant cette réduction apparente :

a) L'effet de la déformation progressive dans l'argile entourant le pieu est de transférer la charge par frottement de la tête à la pointe. Les courbes comparées, contraintes — déformations, pour l'argile molle et raide sont données figure 7. Pour les argiles raides, le maximum de résistance au cisaillement est dépassé près de la tête du pieu, de sorte que, en fin de compte, seule la résistance finale est utilisée pour résister aux contraintes de cisaillement le long du pieu. Le transfert des contraintes aux parties inférieures du pieu se produit progressivement jusqu'à ce que la résistance disponible au cisaillement soit mobilisée dans les parties inférieures au delà du maximum de résistance. D'un autre côté, avec les argiles molles, l'augmentation de déformation

TABLEAU I. — RÉSULTATS D'ESSAIS DE PIEUX FORÉS DANS L'ARGILE DE LONDRES.

NUMÉRO de référence	DIAMÈTRE du pieu en cm	TYPE DE PIEU	LONGUEUR DU PIEU EN m		RÉSISTANCE AU CISAILEMENT d'après les essais en t/m ²			RÉSISTANCE THÉORIQUE FINALE EN t					RÉSULTATS DES ESSAIS DE PIEUX						LIEU de l'essai Londres																	
			Longueur totale	Longueur de la partie dans le sol L	Moyenne le long de la paroi C _s	A la pointe C ₀	Argile complète- ment amollie le long de la paroi C _i	Pointe Q ₀	Frottement latéral		Total		Résistance en t			Frottement latéral calculé pour la charge maximum en t																				
									Q _s	Q _i	Q _u	Q _t	Charge de rupture admise Q _a	Charge maximum Q _m	$\frac{Q_a}{Q_m}$	Q _{ms} = Q _m - Q ₀	$\frac{Q_{ms}}{Q_s}$	$\frac{Q_{ms}}{Q_i}$																		
1 a	30,5	Foré en béton.	6,10	5,80	8,64	13,78	2,405	9,042	47,85	13,30	56,89	22,35	27,43	28,95	0,96	19,91	0,42	1,50	Chantier A																	
1 b													23,36	29,97*	0,78	20,92	0,44	1,57		—																
1 c													29,46	34,84**	0,86	25,80	0,54	1,94		—																
2													27,43	35,05	0,78	23,36	0,25	1,10		—																
3 A													7,72	7,51	0,50	—	—	—		—																
3 B	—	Plaque support en acier.	6,55	8,84	10,93	11,80	2,515	11,582	92,55	21,33	104,14	33,02	3,75	7,51	0,50	—	—	—	—																	
3 C			9,60										13,70	0,54	—	—	—																			
3 B-1			11,90										17,50	0,65	—	—	—																			
3 C-1			9,60										9,14	10,93	2,515	95,50	22,04	95,50		22,04	3,65	6,70	0,55	6,70	0,07	0,30	—									
3 D			11,90										11,60	12,70	2,952	141,22	32,71	141,22		32,71	5,28	7,82	0,67	7,82	0,06	0,24	—									
3 D-1	—	Foré en béton. Foré en béton paroi seule.	12,20	11,90	12,80	17,50	2,952	13,00	154,43	35,76	167,64	48,76	43,68	31,49	0,87	31,49	0,21	0,91	—																	
4 a			11,90	11,60	12,70															2,952	149,35	34,74	149,35	34,74	—	—	—	—	—	—	—	—				
4 b			35,5	Foré en béton.	6,10															5,80	8,64	13,78	2,405	12,29	55,98	15,54	68,27	27,83	27,22	31,49	0,76	19,71	0,35	1,27	—	
4 c																													24,38*	32,00	0,86	20,72	0,37	1,33		—
5 a																													28,44*	33,02*	0,72	21,74	0,39	1,40		—
5 b	24,38**	34,03**				0,64	29,97	0,28	1,20	—																										
5 c	29,46	45,72				0,87	30,98	0,29	1,25	—																										
6	—	—	9,15	8,84	10,93	17,60	2,515	15,74	108,20	24,89	123,95	40,64	40,64*	46,73*	0,88	25,90	0,24	1,04	—																	
7													36,57**	41,65**	0,86	51,81	0,30	1,32		—																
8													59,94	69,59	0,88	14,22	0,61	1,75		Chantier B																
9													21,33	24,38	0,92	9,14	0,39	1,12			Chantier C															
10													17,78	19,30	0,87	40,64	0,27	1,67																		
11	25,4	—	1,83	1,83	4,90	6,65	1,650	3,048	7,11	2,33	10,16	5,38	3,86	4,26	0,90	1,21	0,17	0,52	—																	
12													2,44	2,44	5,25	8,55	1,650	3,14		14,02	7,01	5,58	7,11	0,78	3,25	0,32	1,03	—								
13													3,05	3,05	6,10	9,50	1,650	4,36		14,73	3,96	19,30	8,33	10,26	12,19	0,84	7,82	0,53	1,96	—						
14													3,65	3,65	6,35	10,60	1,750	4,87		18,49	4,77	23,36	9,65	23,36	10,66	0,86	5,79	0,31	1,21	—						
15													1,83	1,83	4,90	6,65	1,750	4,36		8,53	2,84	13,20	7,11	5,08	7,11	0,71	2,74	0,32	0,96	—						
16	30,5	—	2,44	2,44	5,25	8,55	1,750	5,58	12,19	3,75	17,78	9,34	9,65	11,17	0,86	5,58	0,46	1,49	—																	
17			3,05	3,05	6,10	9,50	1,750	6,29	17,78	4,77	23,87	11,17	10,36	12,19	0,85	5,89	0,33	1,23		—																
18			3,65	3,65	6,35	10,60	1,750	7,01	22,14	5,68	28,95	12,70	12,19	13,41	0,91	6,40	0,29	1,12		—																
19			1,83	1,83	4,90	6,65	1,650	5,99	10,05	3,35	16,25	9,14	5,58	6,80	0,82	0,81	0,08	0,24		—																
20			2,44	2,44	5,25	8,53	1,650	7,51	14,22	4,47	21,33	11,98	11,17	13,20	0,85	5,68	0,40	1,27		—																
21	35,5	—	3,05	3,05	6,10	9,51	1,650	8,53	20,82	5,58	29,46	14,22	11,37	14,73	0,77	6,19	0,30	1,11	—																	
22			3,66	3,66	6,34	10,60	1,650	9,44	25,80	6,70	35,56	16,25	14,73	15,74	0,94	6,29	0,24	0,94																		

Résistance de pointe, Q_0 , calculée d'après la formule $Q_0 = 9 C_0 \times$ surface de points, où C_0 = résistance au cisaillement. Argile intacte.
Frottement latéral, Q_s , calculé d'après la formule $Q_s = C_s \times$ surface latérale, où C_s = moyenne de la résistance au cisaillement.
Argile intacte.
Frottement latéral Q_i calculé d'après la formule $Q_i = C_i \times$ surface latérale, où C_i = moyenne de la résistance au cisaillement.
Argile complètement amollie.
* Essai de charge répété 6 mois après l'exécution du pieu.
** Essai de charge répété 18 mois après l'exécution du pieu.

(*) Charge de rupture admise Q_a calculée d'après les mêmes critères que ceux employés dans la recherche de Morganza Floodway, à savoir :
a) Charge qui a produit un tassement plastique de 0,25 inch.
b) Charge donnée par l'utilisation des tangentes menées aux deux portions de la courbe, au début et à la fin de l'essai.
c) Charge au-dessus de laquelle le tassement croît plus vite qu'elle.
d) Charge pour laquelle la pente de la courbe de tassement plastique est quatre fois plus grande que celle de la partie élastique.
e) Charge au-dessus de laquelle le tassement plastique croît plus vite que l'accroissement de la charge.
La valeur de Q_a est la moyenne des valeurs (a) à (e).

En plus de ce qui précède, un certain nombre de pieux forés ont été essayés par la Building Research Station (MEYERHOF) en un autre point (C). Les résultats des essais sont aussi donnés tableau 1, figures 2 et 3.

Les conclusions générales tirées de ces essais sont les suivantes :

a) Les essais sur les plaques de 12 inches (30,5 cm) de diamètre et l'essai final sur le pieu n° 3 montrent une bonne concordance avec la capacité portante finale théorique :

$$q_b = 9c \text{ (c = résistance au cisaillement du matériau intact).}$$

Il est raisonnable de penser que cette relation s'applique aussi aux autres pieux. Cette hypothèse a été utilisée pour obtenir les valeurs de la résistance latérale données dans le tableau 1. La valeur de la résistance maximum de pointe ne semble pas être affectée par un ramollissement de l'argile lorsque le trou est excavé.

b) Les charges maximum furent en tous cas bien plus faibles que les charges calculées d'après la capacité théorique maximum basée sur la résistance au cisaillement de l'argile intacte, et généralement un peu plus grandes que les charges théoriques maxima basées sur l'argile complètement ramollie.

c) Le rapport Q_{ms}/Q_s du frottement latéral calculé d'après les charges maxima observées, au frottement théorique maximum (fig. 3 A), montre une grande dispersion. Il paraît cependant que la valeur moyenne du rapport décroît de 0,4 pour les argiles

compactes à 0,25 pour les argiles très raides. La valeur de Q_{ms}/Q_s basée sur la résistance de l'argile complètement ramollie montre aussi une dispersion entre 2 et des valeurs inférieures à 1. La valeur moyenne de ce rapport était de 1,24 et aucune différence notable n'a été signalée lorsque le diamètre des pieux a été changé.

d) Le faible frottement sur le tube du pieu n° 3 comparé à celui du pieu en béton est probablement dû aux saillies des assemblages. Il apparaît donc que tout ou presque tout le contact entre l'argile et les tubes se produisait aux assemblages. En général, le tube était chargé à chaque profondeur pendant 24 heures, après avoir été enfoncé.

e) Aucun changement sensible n'a été constaté dans la charge maximum des pieux rechargés 6 à 18 mois après avoir été exécutés. Donc aucune consolidation, ou presque, ne se produisait dans la couche mince d'argile ramollie, pendant cette période et par conséquent entre le forage et le remplissage. L'argile compacte autour du forage s'était adaptée aux nouvelles conditions résultant du fait que le trou restait ouvert et ses conditions d'équilibre étaient atteintes rapidement.

f) Les charges maxima pour les pieux en béton étaient mobilisées pour des tassements de 1 à 2 inches (2,5 à 5 cm) pour des pieux de 12 inches (30,5 cm) de diamètre et de 3 à 6 inches (7,5 à 15 cm) pour des pieux de 14 inches (35 cm) de diamètre. Les tassements correspondants des plaques étaient de 4 à 12 inches (10 cm à 30,5 cm) pour les plaques de 12 inches (30,5 cm).

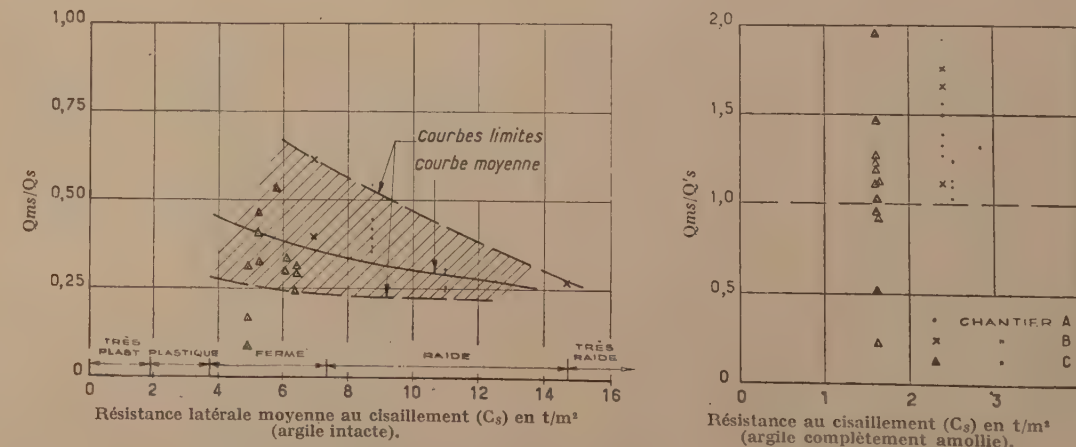


FIG. 3. — Rapport du frottement latéral observé sous la charge maximum, au frottement latéral sous la charge théorique maximum pour des pieux forés dans l'argile de Londres.

TABLEAU II. — RÉSULTATS D'ESSAIS DE CHARGEMENT SUR DES PIEUX BATTUS DANS L'ARGILE.

R DU PIEU EN m		RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT d'après les essais en t/m ²		RÉSISTANCE THÉORIQUE FINALE EN t			RÉSULTATS DES ESSAIS DE PIEUX					LIEU DE L'ESSAI
r	Longueur de la partie dans le sol L	Moyenne le long de la de la paroi C _s	A la pointe C _b	Pointe Q _b	Frottement latéral Q _s	Total Q _u	Résistance en t			Frottement latéral calculé pour la charge maximum en t		
							Charge de rupture admise Q _a	Charge maximum Q _m	$\frac{Q_a}{Q_m}$	Q _{ms} = Q _m - Q _b	$\frac{Q_{ms}}{Q_s}$	
	8,23 7,15 3,81	15,00* 17,05* 21,45*	11,70* 12,15* 17,05*	13,20 13,91 19,40	175,76 207,26 116,84	188,97 221,48 136,14	72,13 55,83 43,68	87,37 60,96 52,83	0,83 0,92 0,83	74,17 46,73 33,52	0,42 0,23 0,29	Cheshire. — —
	4,87 6,40 3,05	13,65* 13,65* 13,90*	13,12* 13,12* 13,65*	34,54 34,54 35,56	127,00 166,62 81,28	161,54 201,16 116,84	62,99 96,52 55,88	69,08 106,68 71,12	0,91 0,90 0,79	34,54 72,13 35,56	0,27 0,43 0,30	— — —
	8,53 4,12	12,25 8,86	22,42 16,50	18,79 13,81	127,00 44,70	145,79 58,42	92,45 41,65	97,53 48,67	0,95 0,98	78,74 28,95	0,62 0,65	Londres (chantier B). —
	3,43** 4,67** 4,95** 5,55**	0,87 0,77* 0,67* 0,67*	0,65 0,65* 0,55* 0,44*	0,50 0,50 0,50 0,40	4,77 5,68 5,58 5,79	5,28 6,19 6,09 6,19		4,97** 5,38** 5,28** 5,18**		4,47 4,87 4,77 4,77	0,93 0,86 0,85 0,83	Grangemouth. — — —
	7,74 14,78	6,35 3,61	4,92 3,61	12,29 9,55	104,64 12,80	116,84 132,08	97,53 172,72	116,84 172,72	0,83 1,00	104,64 163,16	1,00 1,24	Morganza. —
	20,32	3,61	3,61	1,01	77,21	78,23	78,23	81,28	0,96	80,26	1,04	—
	20,55 20,05 20,30 20,30 19,40	3,61 3,61 3,61 3,61 3,61	3,61 3,61 3,61 3,61 3,61	2,33 5,38 9,55 14,93 16,16	71,12 105,66 142,24 176,78 158,49	73,10 110,74 151,38 192,02 168,65	57,91 82,29 138,17 168,65 137,16	60,96 91,44 142,24 182,88 142,24	0,95 0,90 0,97 0,92 0,96	58,92 86,36 133,09 167,64 132,08	0,83 0,82 0,93 0,95 0,93	— — — — —
	20,00 24,40	1,42 2,75	1,42 6,35	1,62 1,82	35,56 63,50	37,59 65,02	38,10 52,83			36,57 99,56	1,03 1,57	Detroit. Mare Island.

pointe, où C_b = résistance au cisaillement. Argile intacte ou remaniée.
 ou C_s = moyenne de la résistance au cisaillement. Argile intacte ou remaniée.
 Floodway (voir « notes » du tableau I).

propre poids et celui du mouton et du casque.

programme de la Building Research Station et de la
 auteurs. Les résultats des essais et calculs sont donnés
 pieux 27 et 28). Une augmentation rapide de la résis-
 cisaillement est observée avec la profondeur (analogie
 montré figure 1 pour le site A).

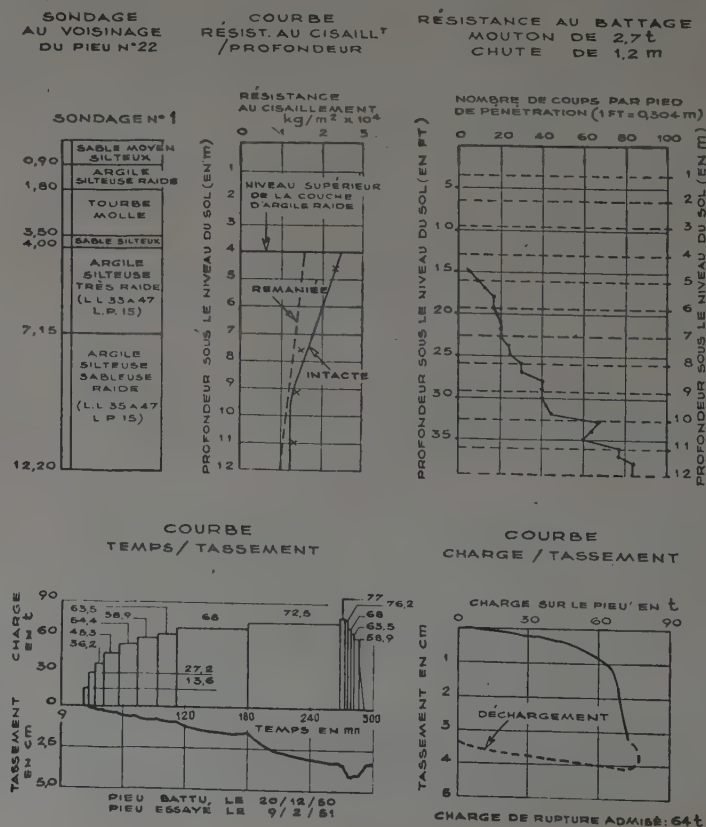
vera aussi, tableau 2, des essais de pieux battus à
 Richmond (Calif.), Mare Island (Calif.), Détroit, ainsi
 observations faites par la firme des auteurs sur des pieux
 rectangulaires à Grangemouth.

rt moyen de la charge de rupture calculée à la charge
 observée pour les pieux précédents était de 0,88.
 a et minima étaient respectivement 0,52 et 1.)

résultats d'essais de pieux battus sont portés figures 5-6.
 montre une réduction significative du rapport frotte-
 vé à frottement théorique, lorsque la résistance au
 de l'argile augmente.

hèses ont été émises concernant cette réduction

de la déformation progressive dans l'argile entourant
 de transférer la charge par frottement de la tête à la
 courbes comparées, contraintes — déformations,
 molle et raide sont données figure 7. Pour les argiles
 maximum de résistance au cisaillement est dépassé
 tête du pieu, de sorte que, en fin de compte, seule la
 nale est utilisée pour résister aux contraintes de cisail-
 ling du pieu. Le transfert des contraintes aux parties
 du pieu se produit progressivement jusqu'à ce que la
 disponible au cisaillement soit mobilisée dans les
 pieux au delà du maximum de résistance. D'un autre
 les argiles molles, l'augmentation de déformation

FIG. 4. — Résultats d'essais du pieu
n° 22 (pieu en béton moulé d'avance
14 × 14 inch. × 40 ft.).

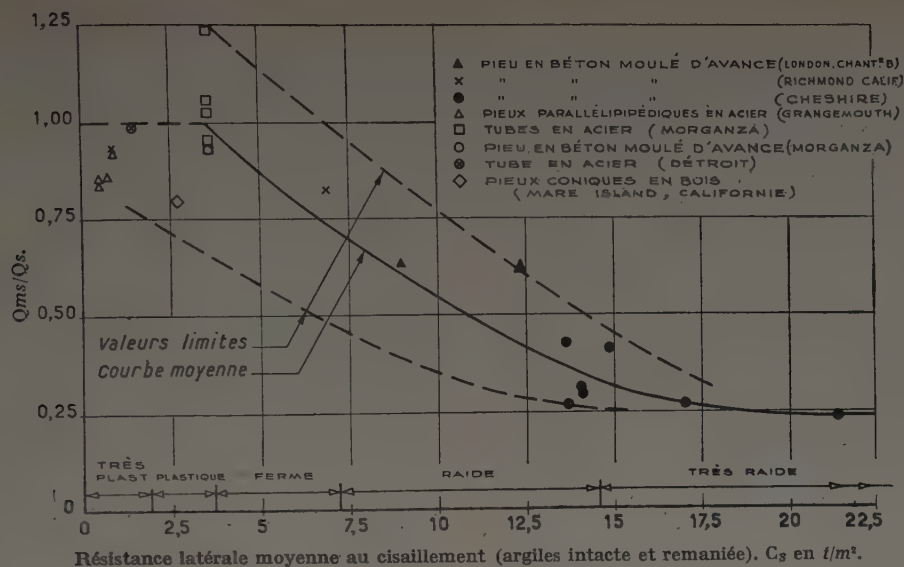


FIG. 5. — Rapport du frottement latéral observé sous la charge maximum, au frottement latéral sous la charge théorique maximum pour les pieux battus dans les différentes argiles.

augmente la résistance au cisaillement, jusqu'à ce que le maximum de résistance soit atteint.

b) Dans son mouvement vers le bas, la pointe entraîne des petits fragments de gravier ou d'argile, formant un petit bulbe qui produit un hiatus entre les faces du pieu et le sol encaissant. Dans l'argile molle, celui-ci est rapidement bouché, mais dans l'argile raide, il peut se passer plusieurs mois avant qu'il ne le soit partiellement ou complètement.

c) L'effet de fouettage et de vibration du pieu pendant le battage produit un vide élargi, qui ne se bouche pas rapidement, dans les argiles dures (FABER et autres auteurs). Si des couches aquifères existent, ces vides forment un chemin qui savonne les faces du pieu. Les effets des vibrations latérales tendent à diminuer lorsque le pieu s'enfonce. L'effet est minimum lorsque la partie inférieure du pieu est ancrée dans une argile dure. Dans une argile molle, ces effets ne sont pas aussi prononcés, car l'hiatus tend à se fermer pendant le battage.

Des trois explications précédentes, les auteurs retiennent surtout la troisième comme la cause majeure de réduction du frottement, puisque la réduction de résistance dans le cas a) ne dépasse pas 20 % dans les argiles raides. Quoiqu'un bulbe, dans le cas b), puisse prendre naissance, dans le cas d'un pieu à bulbe, ou sans pointe, il est plus probable que les pieux à pointe traversent les accumulations de graviers ou les blocs sans les entraîner.

Une confirmation de l'hypothèse c) est donnée par les courbes de la figure 6, montrant les accroissements du rapport Q_m/A_c en fonction du rapport L/D , par la forme de

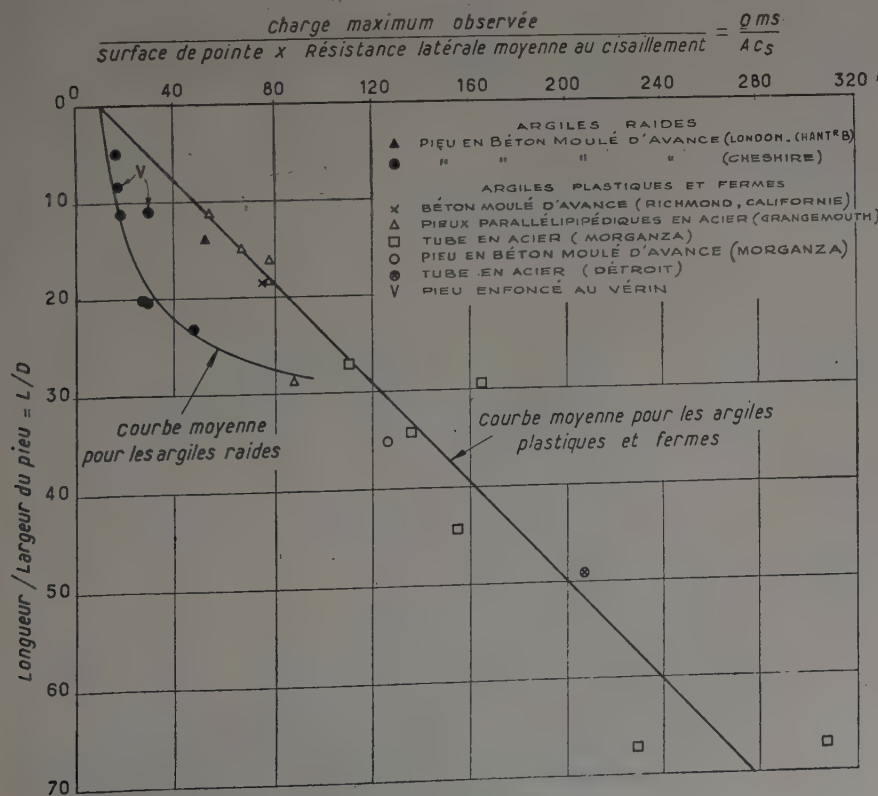


FIG. 6. — Pieux battus dans les différentes argiles.

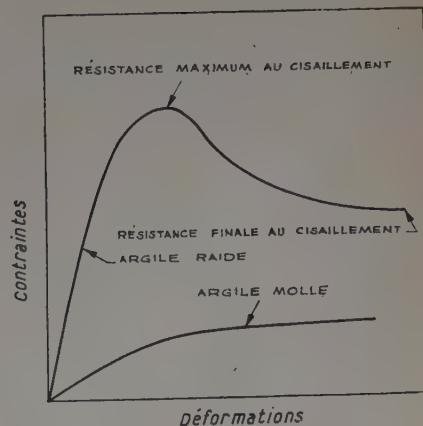


FIG. 7.

Rapport des contraintes aux déformations pour des argiles raides et molles.

la courbe de résistance du pieu 22 où la vitesse d'accroissement de la résistance au battage décroissait en profondeur, tandis que la résistance au cisaillement décroissait avec la profondeur et par la mobilisation accrue de la résistance au cisaillement obtenue au pieu 25 par l'enfoncement au vérin. L'intrusion de l'eau dans le vide formé comme il a été suggéré précédem-

ment, depuis la tourbe se trouvant au-dessus de l'argile raide pour les pieux 22 à 24 et la nappe d'eau supérieure pour les pieux 25 et 26, doit détruire l'adhérence entre le pieu et l'argile raide, et doit provoquer un amollissement de l'argile. Cela doit produire des résultats analogues dans le cas de pieux forés, ce qui a été montré.

CONCLUSIONS GÉNÉRALES

A. — Pieux forés dans les sols argileux.

1° La résistance de la pointe des pieux peut être calculée d'après $Q_b = 9c$, où c = résistance au cisaillement de l'argile intacte.

2° Le rapport du frottement observé au maximum théorique de frottement basé sur la résistance au cisaillement de l'argile intact décroît d'environ 0,4 pour les argiles fermes [$c = 0,33$ (0,4 kg/cm²) à 0,67 tons/sq.ft. (0,8 kg/cm²)] à 0,25 pour les argiles raides [$c = 0,67$ (0,8 kg/cm²) à 1,33 tons/sq.ft. (1,6 kg/cm²)].

3° Le rapport de la résistance au frottement latéral observée, au maximum théorique varie entre une et deux fois la résistance de l'argile remaniée. La valeur moyenne du rapport a été de 1,24.

4° Il n'y a pas de changement notable dans la charge maximum de pieux essayés 6 et 18 mois après leur fabrication. Cela indique qu'une faible consolidation ou qu'aucune consolidation de la couche de faible épaisseur d'argile remaniée ne se produit autour des parois du pieu pendant cette période.

Il est suggéré que pour le calcul de la capacité portante des pieux forés dans les sols argileux, la résistance de l'argile intacte soit prise pour base pour la pointe et qu'une certaine proportion en soit prise seulement pour le frottement latéral, cette proportion dépendant de la raideur de l'argile.

B. — Pieux battus dans les sols argileux.

1° Aucune indication ne peut être donnée avec certitude sur la résistance de pointe des pieux battus, mais on suggère que la formule $Q_b = 9c$, où c est la résistance au cisaillement au moment du chargement, soit utilisée.

2° Le rapport du frottement observé au maximum théorique décroît de l'unité pour les argiles molles [$c < 0,17$ tons/sq.ft. (0,2 kg/cm²)] à 0,25 pour des argiles très raides [$c > 1,33$ tons/sq.ft. (1,6 kg/cm²)].

3° Il semble que le rapport augmente avec la longueur de fiche et que la faible proportion observée pour les argiles raides doit être due au vide formé par les vibrations du battage.

Dans le cas des pieux battus, on peut utiliser la résistance de l'argile intacte ou remaniée, pour calculer la résistance de base et celle de frottement. Le choix dépend de la sensibilité de l'argile et du temps écoulé entre le battage et le chargement. Pour estimer la résistance au frottement, une proportion variant de 1 à 0,20 du maximum théorique doit être utilisée et cette proportion dépend de la raideur de l'argile le long de la fiche du pieu.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] TERZAGHI (K.), *Theoretical soil mechanics* (J. Wiley, 1943, New-York).
- [2] MEYERHOF (G. G.), *The ultimate bearing capacity of foundations. Geotechnique*, vol. 2, n° 4, p. 301, 1951.
- [3] SKEMPTON (A. W.), *The bearing capacity of clays. Proc. Bldg. Res. Congr.*, vol. 1, p. 180, 1951.
- [4] MORTENSEN (A.), *Predetermination of the resistance of a pile on basis of field shear and loading test values. Proc. 2nd. Inst. Conf. Soil Mech.*, vol. 2, p. 180, 1948.
- [5] U. S. War Department, *Pile loading tests, combined Morganza Floodway control structure. U. S. Waterways Experimental Station Tech. Memo.*, 3, 308, 1950.
- [6] MOORE (W. W.), *Experiences with predetermining pile lengths. Trans. Am. Soc. C. E.*, vol. 114, 1949.
- [7] CUMMINGS (A. E.), KERKHOG (G. O.) and PECK (R. B.), *Effect on driving piles into soft clay. Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, vol. 115, 1950.
- [8] FABER (O.) (and discussion), *A new piling formula. Journal Inst. C. E. N° 5*, March, 1947.

DISCUSSION

M. MAYER. — Vous avez parlé de force portante théorique sur le pieu et de résistance au cisaillement de l'argile. Comment était calculée cette force portante? Comment était mesurée cette résistance au cisaillement?

M. RODIN. — L'effort en pointe est donné par la formule suivante :

$$q_b = 9cS$$

où S est la surface de la section du pieu;
et c la résistance au cisaillement mesurée à l'essai triaxial.

M. MAYER. — Comment cette formule a-t-elle été établie?

M. MEYERHOF. — Je vais le démontrer demain.

M. LAZARD. — Et le frottement latéral?

M. RODIN. — La formule employée est la suivante :

$$Q \text{ latéral} = LPCs$$

avec :

L fiche du pieu;
 P périmètre du pieu;
 Cs résistance moyenne au cisaillement le long du pieu.

M. SMITH. — J'ai une grande expérience des pieux foncés dans l'argile de Londres. J'ai constaté dans l'horizon supérieur de la couche que celle-ci était plus molle peut-être par suite de la présence d'eau au-dessus de l'argile. La consolidation était progressive avec la profondeur et la cohésion atteignait son maximum à 20 pieds (6,10 m) sous la surface supérieure de la couche.

Les essais de cisaillement effectués sur l'argile donnaient une cohésion de 1 300 livres par pied carré (630 g/cm²) en tête et une cohésion supérieure à 2 000 livres par pied carré (970 g/cm²) vers le bas. N'ayant pas de laboratoire à ma disposition, j'ai appliqué une formule simple qui est la suivante :

$$q = 6cS$$

avec $c = 2 000$ livres par pied carré (970 g/cm²) pour l'argile en profondeur;
et 1 300 (630 g/cm²) pour les couches proches de la surface.

Les résultats obtenus par le calcul, comparés aux essais directs, étaient plutôt optimistes, mais pas à plus de 5 %; par contre, l'application des formules dynamiques m'a donné des résultats dispersés et en général trop élevés. L'horizon supérieur de l'argile était à une profondeur sous la surface du sol comprise entre 5 et 30 pieds (1,50 et 9 m). Au-dessus de cette argile dure se trouve une couche d'argile de très faible résistance au cisaillement, de l'ordre de 200 livres par pied carré

(970 g/cm³). Dans le calcul sommaire présenté plus haut, l'influence de l'argile molle était complètement négligée, car j'estime que, pour que la résistance de cette argile intervienne, il faut avoir une déformation importante, or la base du pieu se trouve dans l'argile dure.

M. TOMLINSON. — Je ne suis pas sûr que la concordance soit aussi bonne que vous l'indiquez; les charges sont faibles, en prenant 6 au lieu du coefficient 9 de M. MEYERHOF, la charge en pointe est sous-estimée et par ailleurs vous négligez la résistance au frottement latéral de la couche supérieure.

M. SMITH. — Avec le coefficient 9, j'arrive certainement plus près du résultat.

M. BJERRUM. — Je vais indiquer quelques observations faites dans les argiles très molles de Scandinavie confirmant les faits rapportés plus haut.

Quand on enfonce un pieu dans l'argile molle et sensible, il se produit une consolidation autour du pieu après le remaniement du battage. L'expérience montre que toutes les fois qu'on arrache un pieu, celui-ci conserve une gaine d'argile de 3 à 5 cm d'épaisseur; c'est l'effet du frottement latéral. Puisque la rupture a lieu dans l'argile et non le long du pieu, il faut que la résistance au cisaillement le long du pieu soit supérieure à la résistance réelle du milieu.

M. BUISSON. — Les résultats donnés par MM. RODIN et TOMLINSON me paraissent assez surprenants si on les compare à ceux que l'on observe en France d'une façon courante.

Le battage des pieux dans l'argile provoque certainement le remaniement de celle-ci. Mais le remaniement à teneur en eau constante n'a pas forcément pour conséquence un abaissement de résistance. Dans de nombreux cas, et notamment avec l'argile de la région parisienne, et dans l'argile de l'Aptien que l'on rencontre par exemple au Havre et à Rouen, j'ai observé souvent des augmentations de résistance qui doivent s'expliquer par un meilleur enchevêtrement des particules, l'argile étant assez dense pour que les particules restent toujours en contact. D'autre part, les surpressions engendrées dans l'eau des pores par le battage doivent forcément s'abaisser avec le temps, le courant s'établissant soit vers l'extérieur, si le pieu est métallique ou très imperméable, soit vers l'intérieur du pieu, dans le cas d'un pieu en béton relativement poreux et capillaire (pieux moulés dans le sol). Cette exsudation provoque une consolidation de l'argile autour du pieu. Cette consolidation a été maintes fois constatée soit à la reprise du battage, qui s'avère souvent fort difficile, soit au chargement statique des pieux qui est souvent plus favorable que les prévisions ne permettent de le penser. Même dans le cas des pieux métalliques constitués par le matériel de pénétration, le phénomène d'accroissement de résistance au cisaillement avec le temps est remarquable et j'en donne un exemple dans ma communication.

L'accroissement final de résistance, vers un an ou deux, atteint 50 % si la loi logarithmique d'accroissement se poursuit, ce qui est vraisemblable, au delà des mesures effectuées.

En France, de très nombreuses constructions sont établies sur pieux battus dans l'argile, sans qu'aucun inconvénient ait pratiquement été constaté, ce qui ne saurait s'expliquer dans le cas où l'argile ne présenterait pas une résistance suffisante. Le nombre de pieux forés dans l'argile et donnant une résistance convenable est également très élevé. Mais dans ce cas, il est certain que la résistance varie beaucoup suivant que l'argile est ou non sous la nappe. Dans le premier cas, il est très difficile d'éviter un remaniement néfaste de l'argile et, pour cela, toute asperité importante doit être évitée dans le tubage. Dans le deuxième cas et avec des argiles insensibles, la résistance de l'argile reste intacte et les pieux offrent une résistance qui se déduit, sans facteur de réduction, de la cohésion des échantillons d'argile, mesurée d'après la résistance à la compression simple de cylindres. Les formules de MM. CAGUOT et KÉRISSEL, relatives à la résistance de pointe

en fonction de l'angle de frottement interne et de la cohésion, donnent alors de très bons résultats, si on néglige le terme dû à la cohésion du sol supérieur. J'ajoute que ces résultats ne peuvent pas toujours s'expliquer par la présence de l'air dans les pores.

Par exemple, au cours d'un essai de pénétration dans l'argile de l'Aptien du Havre, les résultats suivants ont été obtenus :

Caractéristiques de l'argile marneuse :

- Profondeur : 15,50 m;
- Densité apparente : 2,06;
- Teneur en eau : 26,4 %;
- δ : 2,76°;
- LL : 62,2;
- LP : 26,7;
- CaCO₃ : 22,8 %;
- Résistance à la compression : 2,690 kg;
- Angle de frottement interne : 24°;
- Résistance de pointe calculée due au frottement et à la

$$\text{profondeur : } \frac{2,06}{1,264} \times 9,6 \times 1,063 \dots \dots \dots = 16,5$$

$$\text{— Cohésion : } \frac{2,59}{2} \text{ tg } \left(\frac{\pi - \Phi}{4} \right) = 0,648 \times \frac{2,59}{2} = 0,838 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\text{— Résistance due à la cohésion : } 0,838 \times 8,6 \times 2,356 \dots \dots = 17$$

$$\text{TOTAL} \dots \dots \dots = 33,5$$

$$\text{— Résistance de pointe observée à l'essai de pénétration. } = 35 \text{ kg.}$$

On remarque que l'argile précédente ne contient pas d'air.

De nombreux autres exemples, tout aussi probants, pourraient être réunis (dans l'argile de Paris, les marnes argileuses de Marseille, etc.).

On constate que ces résultats sont sensiblement plus optimistes que ceux déduits de l'hypothèse $\phi = 0$ en appliquant la formule $P = 9 c$, c étant alors la moitié de la résistance à la compression simple.

Ces résultats ne sont valables que dans les argiles anciennes. Elles sont aptes à recevoir les charges des pieux dans des conditions relativement économiques.

J'ai pensé que les argiles anglaises dont parlent MM. RODIN et TOMLINSON sont bien plus sensibles que les argiles françaises et que la différence de comportement observée dans les deux pays provient de ce fait. Leur résistance à la compression paraît être aussi notablement inférieure.

M. TOMLINSON. — Les pieux dont vous parlez étaient-ils moulés dans l'argile ?

M. BUISSON. — Oui.

M. GOLDER. — Je ne suis pas d'accord avec M. TOMLINSON et je veux donner un exemple. Un pieu foré dans l'argile de Londres était destiné à être chargé à 90 t avec un coefficient de sécurité de 2, en appliquant la formule $9 c S$ pour la résistance en pointe, et en prenant pour le frottement latéral la résistance au cisaillement de l'argile.

Le pieu a été chargé jusqu'à 130 t et a tassé de 3/16 de pouce (4,7 mm) dont la moitié est élastique. Le pieu n'aurait pas tenu si le frottement latéral avait été vraiment les 4/10 de la résistance au cisaillement du matériau. Ici, il a au moins atteint les 8/10.

Les conditions de mise en place sont importantes.

En ce qui concerne la précision de la formule, dans les argiles du type de celle de Londres, comme le frottement latéral intervient pour les 80 % de la résistance totale, qu'on prenne 6, 9 ou 15 comme coefficient de la formule donnant la résistance en pointe, cela revient à peu près au même.

UNE ANALYSE ÉNERGÉTIQUE DU BATTAGE DES PIEUX A L'AIDE DE PARAMÈTRES SANS DIMENSION

Par Nilmar JANBU, de l'Institut Norvégien de Géotechnique.

Titulaire d'une bourse de recherches du Conseil Royal Norvégien de la Recherche Scientifique et Industrielle en 1950-1951, l'auteur commença à compiler tous les rapports existants sur le battage des pieux et les essais de charge, établis d'après les résultats de la pratique, dans le but de vérifier une nouvelle formule, obtenue en considérant des paramètres énergétiques, sans dimension.

Après avoir rassemblé vingt-neuf rapports, la formule fut publiée dans la revue norvégienne *Teknisk Ukeblad*, d'Oslo, le 28 juin 1951.

Depuis cette date, l'auteur a rassemblé des données concernant soixante-dix-neuf pieux supplémentaires, si bien que la totalité de la documentation, qui est à la base du présent exposé, comporte cent huit rapports.

Le présent article expose la méthode par laquelle a été établie la nouvelle formule et son application aux rapports cités plus haut, dans le but de comparer les forces portantes calculées et observées.

INTRODUCTION

Il est bien connu de tous les ingénieurs qui s'occupent de fondations sur pieux que les nombreuses formules de battage existantes servant au calcul des forces portantes, fournissent des valeurs numériques très différentes. Une étude serrée des courbes de la page 570 de l'ouvrage de Robert. D. CHELLIS intitulé *Pile Foundations* (1951), (fondations sur pieux) le confirme. De plus, les mêmes graphiques démontrent clairement qu'un grand nombre de formules existantes entraîne fréquemment des erreurs atteignant plusieurs fois la valeur de la quantité à déterminer, et, chose plus grave, le plus souvent dans le sens de l'insécurité. On ne peut pas tenir compte de telles incertitudes dans les calculs de force portante, d'une façon rationnelle, par l'attribution d'un coefficient de sécurité élevé, du fait de la forte dispersion du résultat des calculs, par rapport aux charges déterminées par l'expérience.

Dans l'esprit de l'auteur, la justification d'une nouvelle formule de battage, s'ajoutant aux nombreuses formules préexistantes,

dépendra entièrement d'une comparaison favorable entre les forces portantes calculées et mesurées expérimentalement sur un chantier pour un grand nombre de pieux de tous les types.

En outre, ces comparaisons doivent vérifier que la formule proposée satisfait aux deux conditions principales suivantes :

a) Les erreurs moyennes, entre les valeurs calculées par la formule, et les charges d'essai mesurées expérimentalement, ne doivent pas dépasser $\pm 20\%$.

b) Les erreurs de même ordre de grandeur par excès ou par défaut doivent être également probables.

Cette dernière condition a une importance particulière dans le cas de calculs concernant des groupes de pieux.

Le présent mémoire a pour objet principal de vérifier que la nouvelle formule, dans la plupart des cas, satisfait aux deux conditions ci-dessus, sauf pour les pieux battus dans des argiles très sensibles au remaniement.

NOTATIONS

a) On attribuera aux principales données des rapports de battage les symboles suivants :

- W : poids du mouton en tonnes (ou tonnes métriques);
- H : hauteur de chute du mouton en pouces (ou centimètres);
- WH : énergie initiale (également dans le cas des sonnettes à vapeur) en tonnes-pouces (ou tonnes métriques-centimètres);
- S : refus moyen correspondant aux derniers coups (cinq ou dix par exemple), en pouces (ou centimètres);
- L : longueur totale du pieu en pouces (ou centimètres);
- A : section droite moyenne du pieu en pouces carrés (ou en cm^2);
- E : module d'élasticité du matériau constituant le pieu, en tonnes par pouce carré (ou tonnes métriques/ cm^2);
- W_p : poids du pieu (et de son casque, s'il y a lieu) en tonnes (ou tonnes métriques).

b) Les dénominations suivantes apparaîtront dans la formule définitive utilisable en pratique :

$Q_0 = \frac{WH}{S}$: force portante correspondant à des pertes énergétiques nulles, en tonnes (ou tonnes métriques);

$\lambda_0 = \frac{WHL}{AES^2}$: paramètres sans dimension, apparaissant dans la formule donnant k_u ;

$\frac{W_p}{W}$ = rapport des poids

où :

k_u : facteur énergétique sans dimension, à déduire des courbes de la figure 3, ou pouvant être calculé à partir des équations (1), (12) et (18).

$Q_u = \frac{1}{k_u} Q_0$ = force portante définitive, en tonnes (ou tonnes métriques).

RÉSUMÉ

L'auteur s'est efforcé d'établir une formule de battage en faisant intervenir des paramètres énergétiques sans dimensions. Il tient compte de la perte d'énergie due à la résistance de l'air et au frottement dans l'équipement de battage, au choc et à la mise en vibration du sol environnant et de la perte due à la compression élastique du pieu et du sol. Il introduit ainsi un coefficient de battage dont il recherche les valeurs par analyse des diagrammes de battage qu'il a pu étudier. Il arrive ainsi à montrer que les écarts entre les charges calculées et les charges mesurées sont ordinairement compris entre -15% et $+15\%$, et que les erreurs en plus ou en moins sont sensiblement égales tant en nombre qu'en valeur absolue. Ce résultat est intéressant dans le cas du calcul de la force portante moyenne d'un groupe de pieux. Enfin la formule s'applique à tous les types de pieux et d'équipement de battage.

SUMMARY

The author attempts to set up a driving formula utilizing dimensionless energy parameters. He considers the energy loss due to air resistance and friction within the driving rig, to the impact and to the vibration of surrounding soil and the loss due to the elastic compression of the pile and the soil. Thus, he introduces a driving coefficient, the value of which he investigates through driving diagrams which he was able to study. In this way he succeeds in showing that the deviations between the computed and the measured loads are usually comprised between -15% and $+15\%$ and that the errors are more or less equal in number as well as in absolute value. This result is of interest in the case of calculation of mean bearing capacity of a group of piles. Finally the formula applies to all kinds of piles and driving rigs.

c) On attribue les notations suivantes aux paramètres principaux qui figurent dans les raisonnements théoriques conduisant à l'établissement de la formule :

C_{ec} Coefficients sans dimensions, tenant compte de toutes les pertes d'énergie au moment du dernier coup, le dernier C_a coefficient étant le plus important des trois.

Chaque fois qu'une quantité sera calculée à partir des données des rapports d'essais statiques, on l'indiquera en ajoutant un

trait au-dessus du symbole correspondant à la notation normale par exemple $\overline{Q_u}$, $\overline{k_u}$ et $\overline{C_a}$.

Les autres notations, qui apparaîtront au cours des raisonnements théoriques n'ont qu'un intérêt passager et elles ne seront définies qu'au moment où on les utilisera pour la première fois.

Les unités du système métrique relatives à chaque symbole sont ajoutées entre parenthèses. En utilisant les unités suggérées on obtiendra la force portante définitive en tonnes (ou en tonnes métriques).

ÉTUDE DU PROBLÈME

Une caractéristique commune de tous les équipements de battage de pieux consiste en ce que le pieu est enfoncé dans le sol par le choc d'un marteau, ou mouton tombant d'une certaine hauteur. Le fait que l'énergie appliquée est produite mécaniquement ou par la main de l'homme n'a aucune importance. Le présent paragraphe aura principalement pour but d'étudier, pas à pas, la succession complète des transformations de l'énergie au cours d'une course entière de la main frappante. Se reporter, pour cela, à la figure 1, dans laquelle chaque phase est numérotée de la manière suivante :

1° La position pour laquelle le mouton acquiert son énergie potentielle maximum, est par définition, la position initiale.

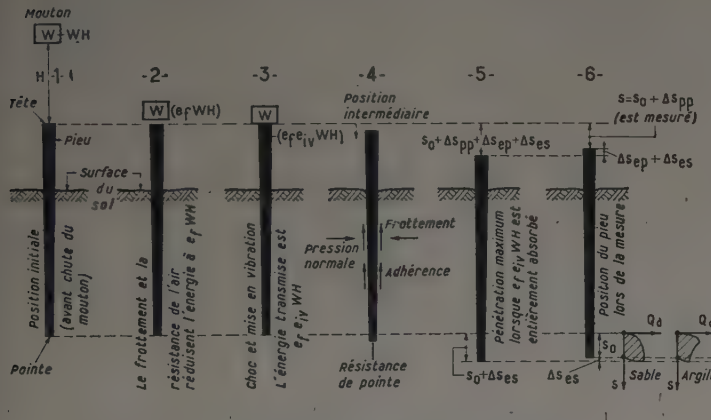


FIG. 1. — Analyse des transmissions d'énergie et des déplacements pendant un coup de mouton.

Il ressort de l'étude ci-dessus que seule une fraction de l'énergie initiale est utilisée pour le travail de pénétration effectif. Cette observation se traduit par la formule suivante :

$$\frac{1}{k_u} WH = Q_u S$$

où k_u désigne un facteur toujours supérieur à l'unité.

La résolution de cette équation par rapport à Q_u donne :

$$(1) \quad Q_u = \frac{1}{k_u} \frac{WH}{S}$$

On obtiendra une expression rigoureuse pour k_u en étudiant les transformations d'énergie indiquées ci-dessus.

La résistance dynamique à l'enfoncement peut varier avec la pénétration, comme l'indique la courbe de la figure 1. On désignera cependant sa valeur moyenne par Q_{dm} , sans tenir compte de ses variations. L'énergie réduite $e_f e_{iv} WH$ sera complètement dissipée quand le pieu aura effectué son déplacement maximum, phase 5 de la figure. 1.

Notant que cette énergie réduite est égale au travail effectué, nous obtenons :

$$(2) \quad e_f e_{iv} WH = Q_{dm}(S_0 + \Delta S_{pp}) + \alpha Q_{dm} \Delta S_{ep} + \beta Q_{dm} \Delta S_{es}$$

2° Immédiatement avant le choc du mouton sur le sommet du pieu, l'énergie potentielle initiale est transformée avec perte en énergie cinétique, dont la valeur est égale à $e_f WH$, la perte $(1 - e_f) WH$ étant due à la résistance de l'air et au frottement du mouton sur la sonnette.

3° Au moment où le mouton heurte l'extrémité du pieu, il se produit une perte d'énergie due au choc et à la mise en vibration du sol environnant. L'énergie disponible pour l'enfoncement du pieu diminue encore et devient $e_f e_{iv} WH$, avec $e_{iv} < 1$.

4° La phase intermédiaire n° 4, de la figure 1, montre que la résistance dynamique à l'enfoncement est une combinaison de résistance de pointe, de résistance d'adhérence et de résistance de frottement, cette dernière étant due à la pression normale à la surface du pieu. Ici, le pieu descend sous l'influence de la quantité d'énergie $e_f e_{iv} WH$.

5° Le pieu atteindra son enfoncement maximum et subira les déformations élastiques et plastiques maxima au moment précis où l'énergie qui lui était communiquée, soit $e_f e_{iv} WH$, sera complètement dissipée. Dans cette position provisoire, la pointe du pieu se sera enfoncée d'une quantité égale à $S_0 + \Delta S_{es}$, par rapport à sa position initiale. ΔS_{es} représente ici la compression élastique du sol avoisinant, tandis que S_0 sera l'enfoncement permanent de la pointe du pieu.

Le déplacement maximum de la tête du pieu, par rapport à sa position initiale, est égal à $S_0 + \Delta S_{pp} + \Delta S_{ep} + \Delta S_{es}$ où ΔS_{pp} et ΔS_{ep} désignent respectivement les déformations plastique et élastique du pieu.

Le déplacement permanent de la tête du pieu, qui correspondra au refus mesuré, est donc égal à $S = S_0 + \Delta S_{pp}$.

6° Dans la position finale, sixième phase, les déformations élastiques ΔS_{ep} et ΔS_{es} s'annulent. Cette position sera la position initiale pour le choc suivant.

On a représenté à droite de la figure les courbes résistance-déformation probables pour le sable et l'argile.

ÉTABLISSEMENT DE LA FORMULE RIGoureuse

α et β prendraient dans l'équation précédente la valeur 0,5 s'il existait une relation linéaire entre la résistance dynamique et les déformations élastiques correspondantes. Mais on sait seulement que, à cause du frottement et de l'adhérence du sol environnant, α et β peuvent avoir des valeurs voisines de 0,5, leurs valeurs exactes restant inconnues. On démontrera qu'il n'est pas nécessaire de connaître séparément l'une et l'autre de leurs valeurs.

Si les résistances dynamique et statique à l'enfoncement ont des valeurs différentes, on peut en tenir compte en introduisant le facteur numérique pur μ , voisin de l'unité tel que :

$$(3) \quad Q_{dm} = \mu Q_u$$

D'après la loi de Hooke, la déformation élastique du pieu, due à la force axiale Q_{dm} est égale à :

$$(4) \quad \Delta S_{ep} = \frac{Q_{dm} L}{AE} = \mu \frac{Q_u L}{AE}$$

Le rapport entre le rebondissement élastique du sol et le rebondissement correspondant du pieu sera défini par le symbole ν d'où :

$$(5) \quad \nu = \frac{\Delta S_{es}}{\Delta S_{ep}}$$

En combinant les équations (2), (3), (4) et (5), on obtient :

$$(6) \quad e_{feiv} WH = \mu Q_u S + (\alpha + \beta v) \mu^2 \frac{Q_u L}{AE}$$

La combinaison des équations (1) et (6) donne :

$$(7) \quad k_u^2 - \frac{\mu}{e_{feiv}} k_u - \frac{(\alpha + \beta v)^2}{e_{feiv}} \mu^2 \frac{WHL}{AES^2} = 0$$

équation du second degré dont la seule racine utilisable est :

$$(8) \quad k_u = \frac{\mu}{2e_{feiv}} \left[1 + \sqrt{1 + 4(\alpha + \beta v) e_{feiv} \frac{WHL}{AES^2}} \right]$$

Il y aura avantage à introduire les abréviations suivantes :

$$(9) \quad \begin{cases} C_{el} = \frac{\mu}{2e_{feiv}} \\ C_{ec} = 2(\alpha + \beta v) \mu \end{cases}$$

ce qui permet d'écrire (8) sous la forme :

$$(10) \quad k_u = C_{el} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{C_{ec}}{C_{el}} \frac{WHL}{AES^2}} \right]$$

Puisque l'on n'a pas fait, jusqu'à présent, d'hypothèses simplificatrices, la formule (10) constitue une expression mathématique rigoureuse de la valeur définitive de la force portante.

De plus, la formule met en évidence qu'il n'est pas nécessaire de connaître, séparément, les valeurs des divers termes contenues dans l'expression de C_{el} et C_{ec} , mais seulement l'influence combinée de ces termes.

On montrera que ceci constitue l'essentiel des avantages de la nouvelle formule, puisque on n'a affaire qu'à deux paramètres alors qu'autrement il y en a six.

DÉFINITION DU COEFFICIENT DE BATTAGE

L'équation (9) permet de voir que les valeurs de C_{el} et C_{ec} oscillent le plus souvent autour de l'unité. Il en résulte qu'il suffit d'un changement de peu d'importance de la définition de C_{el} pour parvenir, à partir de l'équation (10), à une formule plus simple, mais toujours rigoureuse pour k_u , que l'on pourra écrire de la manière suivante :

$$(12) \quad k_u = C_d \left[1 + \sqrt{1 + \frac{1}{C_d} \frac{WHL}{AES^2}} \right]$$

Il est facile de montrer, par l'algèbre élémentaire, que les équations (10) et (12) sont identiques si :

$$(13) \quad C_d = \left[1 + \frac{C_{ec} - 1}{1 + \frac{2AES}{Q_u L}} \right] C_{el}$$

équation dans laquelle on observe que C_d renferme l'influence combinée de C_{el} et C_{ec} . Une étude plus poussée de l'équation (13) montrera que :

$$(14) \quad \begin{aligned} \lim_{s \rightarrow 0} C_d &= C_{ec} C_{el} & \lim_{s \rightarrow \infty} C_d &= C_{el} \\ \text{d'où :} & & C_{ec} C_{el} &> C_d > C_{el} \end{aligned}$$

On vérifie, à partir des équations (13) et (14) que C_d ne diffère que peu de C_{el} , en même temps qu'il est fonction des deux variables C_{el} et C_{ec} . L'équation (12) sera la formule définitive pour k_u , dans laquelle C_d sera dénommé *coefficient de battage*. La valeur sera déterminée par des expériences.

DÉTERMINATION EXPÉRIMENTALE DU COEFFICIENT DE BATTAGE

Chaque fois que le battage d'un pieu est terminé et que les données WH, AE, L et S sont ainsi connues, on peut calculer le rapport sans dimension :

$$(15) \quad \lambda_e = \frac{WHL}{AES^2}$$

On détermine au moyen d'un essai de charge la force portante définitive Q_u , ensuite l'équation (1) fournit :

$$(16) \quad \bar{k}_u = \frac{WH}{SQ_u}$$

Le trait au-dessus du symbole usuel indique que \bar{k}_u est déterminé à partir de la valeur de la charge fournie par l'expérience Q_u . La résolution de l'équation (12) par rapport à C_d conduit à la formule suivante :

$$(17) \quad \bar{C}_d = \frac{\bar{k}_u^2}{2\bar{k}_u + \lambda_e}$$

Nous montrerons ci-après comment on peut calculer le coefficient de battage quand les données relatives à l'essai de chargement et au battage sont connues.

Les résultats de ces calculs sont portés sur la figure 2, pour un nombre total de trente-quatre pieux, les données correspondantes sont extraites des tableaux I, II et III. Les calculs montrent que C_d est d'ordinaire compris entre 0,7 et 1,3 et que C_d a tendance à

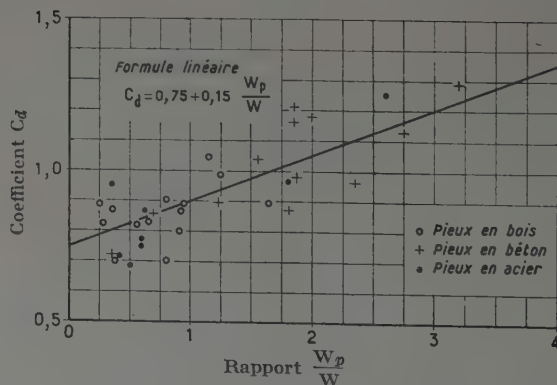


FIG. 2. — Détermination expérimentale du coefficient de battage.

croître quand le rapport W_p/W augmente. On a donc tracé dans la figure 2, C_d en fonction du rapport W_p/W , c'est-à-dire la droite :

$$(18) \quad C_d = 0,75 + 0,15 \frac{W_p}{W}$$

représentant les valeurs moyennes de C_d . Les formules à appliquer se composent en définitive des équations (1), (12) et (18).

UTILISATION DE LA NOUVELLE FORMULE

$$\text{Formule : } Q_u = \frac{Q_0}{k_u} \quad \text{ou} \quad Q_0 = \frac{WH}{S}$$

$$\text{Exemple : } S = 47, \quad Q_0 = \frac{2,27 \times 91}{0,25} = 825 \text{ t}$$

$$\frac{2,27 \times 91 \times 2440}{64 \times 2100 \times 0,25^3} = 60 \frac{W_p}{W} = \frac{1,47}{2,27} = 0,65.$$

$$\text{A partir de la figure, } k_u = 8, \text{ d'où :}$$

$$Q_u = \frac{825}{8} = 103 \text{ t.}$$

$$\text{Charge d'essai } Q_u = 109 \text{ t.}$$

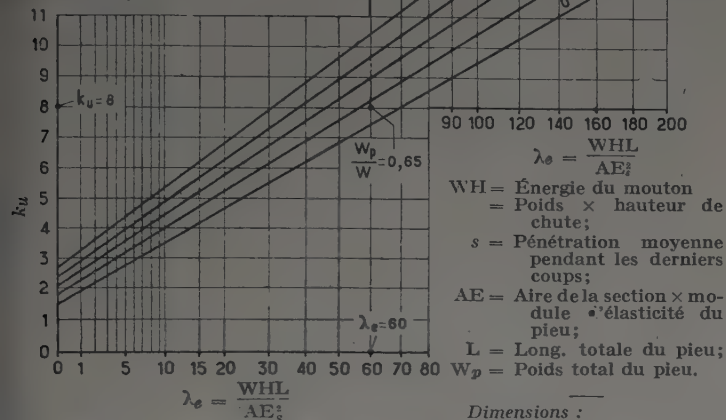


FIG. 3. — Application de la formule au calcul de la force portante.

Les équations (12) (15) et (18) permettent de se rendre compte que k_u contient seulement deux rapports sans dimensions, Wp/W et λ_e . Dans la figure 3, on a porté k_u en ordonnées en fonction des diverses valeurs de ces deux rapports. L'échelle des abscisses a été déterminée de manière à n'obtenir que des droites.

On procèdera aux calculs, à l'aide de la figure 3, de la manière suivante. On suit, à partir de l'abscisse correspondant à la valeur calculée de λ_e une ligne verticale jusqu'à ce qu'on arrive par interpolation à la valeur calculée de Wp/W . Une droite horizontale partant de ce point définira ensuite la valeur de k_u , par son ordonnée, après quoi on calculera la force portante par la formule ci-dessous, qui n'est autre que l'équation (1) :

$$Q_u = \frac{WH}{Sk_u}$$

Tous les renseignements utiles concernant l'emploi de la formule à appliquer, sauf dans le cas d'une pénétration nulle, sont portés sur la figure 3.

Dans le cas particulier où le refus mesuré est nul, l'équation (12) nous donne :

$$(19) \quad \lim_{S \rightarrow 0} (Sk_u) = C_d \sqrt{\frac{WHL}{C_d AE}}$$

La combinaison des équations (19) et (1) conduit à la formule suivante, pour $S = 0$:

$$(20) \quad Q_u = \sqrt{\frac{WHL AE}{C_d L}}$$

où la valeur de C_d est donnée par l'équation (18).

La méthode de calcul décrite ci-dessus a été appliquée à cent huit pieux.

RENSEIGNEMENTS OBTENUS EN COMPULSANT LES RAPPORTS CONCERNANT LES BATTAGES ET ESSAIS DE CHARGE SUR CHANTIERS

Le lecteur trouvera, dans les tableaux I, II et III, un résumé très condensé des données concernant le battage et la mise en charge de trente-cinq pieux en bois, vingt-trois pieux en béton et cinquante pieux en acier. Chaque tableau est divisé, comme suit, en quatre colonnes principales :

a) **Renseignements d'ordre général.** — On y donne une brève description du sol, de l'emplacement du site d'implantation, de l'équipement de battage et de l'origine des données reproduites. Pour obtenir, si on le désire, des renseignements plus détaillés, il suffit de se référer aux références bibliographiques qui sont énoncées à la fin du présent travail.

b) **Données de battage.** — Elles contiennent tous les renseignements définis au paragraphe notations en a), soit W, H, S, L, A, W_p qui sont tous donnés en unités du système métrique. En l'absence de données fournies par l'expérience directe, on utilisera les valeurs suivantes du module d'élasticité :

Bois	E = 100 t (métriques) par cm ²
Béton	E = 180 t (métriques) par cm ²
Acier	E = 2 100 t (métriques) par cm ²

ÉTUDE CRITIQUE

Dans le but d'obtenir une comparaison commode entre les forces portantes déterminées par l'expérience et les forces portantes correspondantes calculées, on se reportera à la figure 4, dans laquelle les abscisses et les ordonnées représentent respectivement les forces portantes déterminées par l'expérience et par le calcul.

Chaque pieu dont il est question dans les tableaux I, II et III est représenté par un point sur la figure 4. Les divers

c) **Forces portantes calculées Q_u .** — Elles sont déterminées en utilisant la figure 3, ou les équations (1), (12) et (18).

d) **Force portante résultant de l'erreur de chargement Q_u .**

e) **Comparaison des forces portantes Q_u mesurées et des forces portantes Q_u calculées.** L'écart relatif $\Delta \%$ est défini de la manière suivante :

$$(21) \quad \Delta \% = \frac{Q_u - \bar{Q}_u}{\bar{Q}_u} 100 \%$$

Dans certaines études, la quantité \bar{Q}_u est donnée comme charge d'essai maximum, dans d'autres elle est définie comme la charge pour laquelle l'enfoncement « commence à croître d'une manière excessive », et d'une manière disproportionnée avec l'accroissement de la charge appliquée. Il en résulte que, quand on apprécie la valeur de l'écart $\Delta \%$, on ne doit pas oublier que certaines valeurs de la charge d'essai peuvent être « erronées », puisqu'elles ne sont pas définies d'une manière comparable entre elles.

types de pieux sont définis par des symboles différents.

Quand un point se place sur la droite, en trait épais, inclinée à 45°, cela indique que les forces portantes calculées et mesurées sont égales; cette droite sera donc considérée comme « la droite d'écart nul », en supposant que la charge est mesurée exactement.

D'autre part, si un point est au-dessus ou au-dessous de la droite d'écart nul, la force portante calculée est respectivement trop élevée ou trop faible.

TABLEAU I. — DONNÉES DE BATTAGE ET D'ESSAIS DE CHARGEMENT POUR DES PIEUX EN BOIS.

PIEU N°	RENSEIGNEMENTS GÉNÉRAUX	DONNÉES DE BATTAGE						FORCE portante calculée Q_u	RÉSULTAT de l'essai \bar{Q}_u	ÉCART relatif $\Delta \%$	GROUPE N°
		W	H	S	L	A	W_p				
W 1	Vase et sable fin recouvrant une argile limoneuse. Pont de l'Aggersund, Danemark. Mouton à déclie. Chr. Ostenfeld, 1942.	t	cm	cm	cm	cm ²	t	t	t	— 3	GW. 1
W 2		1,1	100	1,6	1 340	1 080	1,0	33,9	34,8	+ 20	
W 3		1,1	100	2,2	1 340	680	0,7	26,3	31,5	— 16	
W 4		1,1	100	1,9	1 340	680	0,7	30,0	31,2	— 4	
W 5		1,1	100	3,4	1 340	380	0,4	18,3	20,8	— 12	GW. 2
W 6		1,1	100	2,3	1 330	380	0,4	24,6	20,4	+ 21	
W 7		3,0	100	1,2	1 950	1 080	1,53	86,5	97	— 11	GW. 3
W 8		2,25	100	0,25	1 200	880	0,85	120,0	106	+ 13	
W 9	Argile très plastique recouvrant du sable fin soumis à une pression hydrostatique. Marathon Ontario, Canada. Mouton à vapeur à double effet. Chellis, 1951.	WH = 100 t/cm		1,17	1 920	575	1,0	32,5	36,0	— 10	GW. 4
W 10		— = 100 —		1,52	1 920	575	1,0	28,0	36,0	— 22	
W 11		— = 100 —		1,37	1 860	600	1,0	30,5	36,0	— 15	
W 12		— = 100 —		0,48	1 920	530	1,0	41,0	36,0	+ 14	
W 13		— = 115 —		1,02	2 280	575	0,85	40,0	39,0	+ 3	GW. 5
W 14		2,27	91	5,3	2 100	800	1,25	21,8	22,5	— 4	
W 15		2,27	96	5,1	1 220	620	0,82	25,5	23,6	+ 8	
W 16	Sable et galets. Ohio, U. S. A. Mouton à vapeur à simple effet. Chellis, 1951.	2,27	89	1,2	1 370	490	0,64	66,5	64,5	+ 3	GW. 6
W 17		1,36	63	0,85	915	450	0,35	40,7	33,5	+ 23	
W 18		1,36	74	0,76	1 190	550	0,59	46,5	41,0	+ 13	
W 19	Vase de port recouvrant un sable moyennement dense. Allemagne. Mouton à déclie. W. Schenck, 1951.	4,0	150	0,8	2 365	2 380	4,50	185	170	+ 9	GW. 7
W 20		4,0	100	(0,2)	1 900	1 820	2,75	(190)	(112)	(+ 70)	
W 21		4,0	100	1,0	2 350	1 820	3,40	127	110	+ 15	
W 22		4,0	100	0,7	2 175	1 660	2,90	142	147	— 4	
W 23	Sol cohérent. Mouton à simple effet. Greulich, 1941.	Renseignements non utilisables. Cependant $W_p/W_{p, \lambda_0}$ et Q_u peuvent être calculés d'après la table donnée par Greulich, 1941.						95	84,5	+ 12	GW. 8
W 24								71	90,5	— 22	
W 25								76,5	73,5	+ 4	
W 26								42	63,5	— 34	
W 27								67,5	60,5	+ 12	
W 28	Sol sableux. Norvège. Mouton à déclie. Ed. Harboe. Cons. Engar.	1,3	70	0,15	1 600	800	1,00	78	89	— 12	GW. 9
W 29		1,3	70	0,16	1 600	900	1,15	81	87	— 7	
W 30	Sable fin limoneux, vase de port, limon avec coquillages. Norvège et U. S. A. Moutons à déclie et moutons à vapeur à simple effet. A. SELBERG, prof. N. T. H. Chellis, 1951.	1,1	200	2,5	1 800	1 750	1,80	41	45	— 9	(GW. 10)
W 31		0,865	300	2,0	2 000	680	1,10	50	48	+ 4	
W 32		2,27	91	2,5	1 830	570	1,35	39,0	40,0	— 2	
W 33		2,27	91	2,2	2 140	780	1,40	43,5	36,5	+ 19	
W 34		1,31	61	7,6	2 800	710	1,68	49,0	41,0	+ 19	
W 35		1,49	153	6,2	2 560	550	1,42	19,1	25,4	— 25	

Une étude approfondie de la figure 4 révélera qu'il n'y a pas de différence importante entre les trois types de pieux du point de vue de la dispersion des points, qui, pour tous les types, sont également répartis de part et d'autre de la droite d'écart nul.

Cette dernière observation indique que la formule proposée s'applique aussi bien à tous les types de pieux.

Si des mesures de force portante effectuées sur plusieurs pieux, battus dans une région limitée d'un site d'implantation, montrent que la force portante de chaque pieu ne diffère pas de plus de 20 % de la valeur moyenne relative à la totalité de ces pieux, il est logique de prévoir la même charge pour tous les pieux de la région dans laquelle on a procédé aux mesures. Et l'évaluation de la charge admissible est basée, naturellement, sur la force portante *moyenne* mesurée.

On appliquera le même principe, en l'absence d'essais de chargement, quand la force portante de chaque pieu, ou d'un nombre suffisant de pieux à l'intérieur de l'aire d'implantation sera calculée sur la formule proposée.

Dans le but de déterminer les limites probables de l'erreur commise en appliquant la formule proposée pour les pieux, il est donc nécessaire d'étudier les écarts entre la *moyenne* des charges calculées et la *moyenne* des charges observées, susceptibles de provoquer la défaillance d'un pieu, pour une série de groupes de pieux semblables.

On a subdivisé, dans ce but, les tableaux I, II et III en un nombre total de trente-trois groupes de pieux, dans lesquels les forces portantes mesurées sont très sensiblement du même ordre de grandeur. Tous les pieux répartis dans vingt-neuf groupes font partie du même site d'implantation, tandis que quatre groupes correspondent à divers types de pieux, faisant l'objet de rapports provenant de plusieurs sources. On trouvera les résultats des comparaisons relatives à ces groupes dans le tableau IV et dans la figure 5, qui démontrent tous deux que les écarts relatifs à ces groupes sont ordinairement compris entre $\pm 10\%$ en supposant que la force portante expérimentale moyenne ait été déterminée exactement.

TABLEAU II. — DONNÉES DE BATTAGE ET D'ESSAIS DE CHARGEMENT DE PIEUX EN BÉTON.

PIEU N°	RENSEIGNEMENTS GÉNÉRAUX	DONNÉES DE BATTAGE						FORCE portante calculée Q_u	RÉSULTAT de l'essai \bar{Q}_u	ÉCART relatif $\Delta \%$	GROUPE N°
		W	H	S	L	A	W_p				
C 1		t 1,81	cm 92	cm 1,00	cm 915	cm ² 650	t 1,40	t 74	t 70 (1)	+ 6	GC. 1
C 2	Remblai et argile organique recouvrant du sable et des galets. Rives de la Tamise. Londres. Mouton à déclic. Bishop, Collingridge et O'Sullivan, 1948.	1,81	61	0,55	915	650	1,40	75	70	+ 7	
C 3		1,81	61	0,43	915	930	2,00	90	90	0	
C 4		1,81	61	0,36	1 070	930	2,40	90	120	— 25	
C 5		1,81	61	0,35	915	1 270	2,75	103	110	— 6	GC. 2
C 6		1,81	61	0,36	1 070	1 270	3,25	95	125	— 24	
C 7	Limon, sable et petits galets. Ohio. Mouton à vapeur à simple effet. Chellis, 1951.	2,27	89	1,09	760	850	1,55	90,5	80	+ 12	GC. 3
C 8		2,27	89	1,27	1 370	850	2,80	69	71	— 3	
C 9		2,27	89	1,27	760	850	1,55	81	80	+ 1	
C 10		2,27	71	0,66	430	1 320	2,00	71	63,5	+ 12	
C 11	Sol cohérent. Aucun renseignement sur le lieu de battage. Mouton à simple effet. Greulich, 1941.							194	212	— 8	GC. 4
C 12								158	190	— 17	
C 13		Renseignements non utilisables. Cependant W_p , W , λ_e et Q_u peuvent être calculés d'après la table donnée par Greulich, 1941.						179	139	+ 29	
C 14								100	106,5	— 6	
C 15								104	106,5	— 2	
C 16								189	156	+ 21	
C 17	Vase, argile et sable fin. Aggersund, Danemark. Mouton à déclic. Ostfeld, 1942.	1,1	100	1,7	1 360	810	2,60	27,7	31,2	— 11	GC. 5
C 18		1,1	100	2,1	1 370	680	2,20	23,5	31,5	— 25	
C 19	Sol sableux. Trøndheim, Norvège. Mouton à déclic. Harboe, cons. Engnr.	1,3	70	0,21	1 100	900	2,4	78	73	+ 7	GC. 6
C 20		1,3	70	0,24	1 100	900	2,4	75	66	+ 13	
C 21	Sable léger, argile molle au-dessus de sable dense. Mouton à déclic et à vapeur. Selberg, prof. N. T. H. Terzaghi, 1942, et Chellis, 1941.	3,0	60	0,13	1 900	1 000	6,0	117	110	+ 6	(GC. 7)
C 22		3,63	61	0,14	2 000	1 600	6,8	195	204	— 4	
C 23		2,27	86	0,66	760	630	1,48	105	89	+ 18	

(1) Les charges de rupture GC. 1 et GC. 2 ont été évaluées d'après les courbes de chargement.

TABLEAU III. — DONNÉES DE BATTAGE ET D'ESSAIS DE CHARGEMENT DE PIEUX EN ACIER.

PIEU N°	RENSEIGNEMENTS GÉNÉRAUX	DONNÉES DE BATTAGE						FORCE portante calculée Q_u	RÉSULTAT de l'essai \bar{Q}_u	ÉCART relatif $\Delta \%$	GROUPE N°
		W	H	S	L	A	W_p				
S 1	Sable fin, sable argileux avec quelques couches de tourbe. Quai de Bre- merhaven, Allemagne. Mouton à décliv. Chellis, 1951.	t	cm	cm	cm	cm ²	t	t	t	— 19	GS. 1
S 2				1,93	1 200	111	1,05	41,0	50,8	+ 2	
S 3				1,93	1 200	111	1,05	41,0	40	+ 12	
S 4				1,68	1 200	111	1,05	46,0	41	— 3	
S 5				1,60	1 200	111	1,05	48,5	50	— 11	GS. 2
S 6		WH = 150 t/cm		1,40	1 200	111	1,05	54,0	61	+ 48	
S 7				1,20	1 200	111	1,05	60,7	41	— 15	
S 8				1,20	1 200	111	1,05	60,7	71,5	+ 57	
S 9				1,15	900	111	0,80	64,5	41	+ 6	GS. 3
S 10				1,15	900	111	0,80	64,5	61	— 10	
S 11				0,91	1 200	111	1,05	72,5	81	+ 29	
S 12				0,76	825	111	0,72	92,0	71,5	— 16	
				0,76	1 200	111	1,05	84,0	100		
S 13	Vase portuaire, sable fin gris. Sable avec des couches d'argile. Sable fin recouvrant du sable grossier. Kehl, Brème, Wilhelmshaven, Alle- magne. W. Schenck, 1951.	4,0	150	1,3	2 300	142	2,9	175	141	+ 24	GS. 4
S 14		4,0	100	1,2	2 300	142	2,9	134	113	+ 19	
S 15		4,0	100	0,8	2 200	130	2,2	165	200	— 18	
S 16		1,8	100	0,65	1 010	158	1,58	122	107	+ 14	GS. 5
S 17		1,8	100	0,75	982	121	1,37	108	97	+ 11	
S 18		4,0	80	0,60	1 747	324	4,4	202	185	+ 9	GS. 6
S 19		4,0	80	0,27	1 750	267	4,0	263	222	+ 19	
S 20		4,0	80	0,57	1 735	155	2,46	182	307	— 41	GS. 7
S 21		1,8	100	0,19	1 735	125	1,9	148	212	— 30	
S 22		4,0	80	0,26	1 735	130	1,8	211	270	— 22	
S 23		4,0	80	0,22	1 735	130	1,8	216	277	— 22	
S 24		4,0	80	0,22	1 735	150	2,0	231	269	— 14	
S 25		4,0	80	0,18	1 735	150	2,0	236	282	— 16	
S 26	Sol fortement cohérent, pas de renseignement. Mouton à simple et double effet. Greulich, 1941.							159	184	— 13	GS. 8
S 27								133	136	— 2	
S 28								775	95	— 18	
S 29		Renseignements non utilisables. Cependant W_p , W , λ_e et Q_u peuvent être calculés d'après la table donnée par Greulich, 1941.						655	72,5	— 10	GS. 9
S 30								111	74	+ 50	
S 31								545	63,5	— 14	
S 32								40	45	— 11	GS. 10
S 33								42	45	— 7	
S 34	Vase, sable argileux, argile limoneuse, remblai de cendres au-dessus d'un sable lacustre. San Fran- cisco. Mouton à vapeur agissant différentielle- ment. Chellis, 1951, 1941.	WH = 250 t/cm		0,21	3 030	123	1,6	132	127	+ 4	GS. 11
S 35				0,14	3 040	123	1,6	133	136	— 2	
S 36				0,13	3 050	123	1,6	133	127	+ 5	
S 37				0,36	3 020	123	1,6	117	82	(+ 43)	GS. 15
S 38				0,335	3 040	123	1,6	118	72,5	(+ 63)	
S 39		WH = 74,5 t/cm		0,295	1 220	29	0,74	55	70	— 21	
S 40		WH = 210 t/cm		1,44	960	17	0,5	60,5	72,5	— 16	
S 41	Sable et gravier reposant sur couche de sable fin ferme. Mouton à vapeur à simple effet. Chellis, 1941.	2,27	86	0,32	900	17	4,45	75,5	97	— 22	GS. 12
S 42		2,27	86	0,76	760	60	0,65	113	96	+ 17	
S 43		2,27	86	0,585	760	46	0,59	117	102	+ 15	
S 44	Sable sur de l'argile sèche et raide. Cleveland, Ohio. Mouton à simple effet. Chellis, 1951.	2,27	91	2,15	1 220	29	0,74	47	42,5	+ 15	GS. 13
S 45		2,27	91	0,95	960	17	5,80	54	46,5	+ 17	
S 46		2,27	91	0,23	2 440	64	1,47	105	136	— 23	GS. 14
S 47		2,27	91	0,25	2 440	64	1,47	103	109	— 6	
S 48	Gravier, petits galets, vase, argile, sable fin, argile molle recouvrant du sable dense. Californie, Danemark, Norvège, Chellis, 1951, Ostenf, 1942, Ruud, 1951.	1,36	74	0,32	1 160	80	1,04	91	90	+ 1	GS. 16
S 49		1,1	100	2,2	1 338	65	1,8	23,7	21,5	+ 10	
S 50		0,1	100	0,5	1 050	8	0,07	7,9	7,5	+ 5	

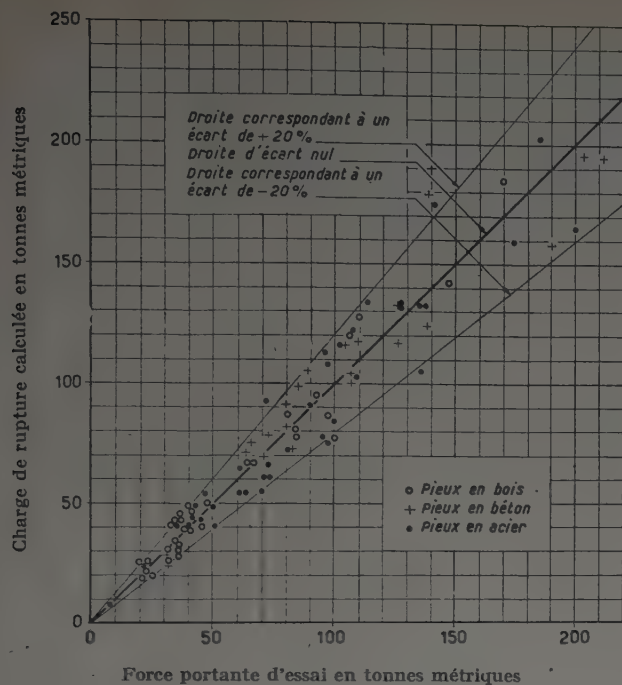


FIG. 4. — Comparaison des forces portantes calculées et mesurées pour une centaine de pieux isolés de tous types.

TABLEAU IV. — COMPARAISON DES RÉSULTATS POUR DES GROUPES DE PIEUX.

TYPE de pieu	NUMÉRO de groupe	NOMBRE de pieux	CHARGE MOYENNE de rupture		ÉCART %
			calculée	observée	
Bois ...	GW. 1	4	33,0	33,1	— 0,3
	GW. 2	2	21,5	20,6	+ 4,4
	GW. 3	2	103,3	101,5	+ 1,8
	GW. 4	5	34,4	36,6	— 6,0
	GW. 5	2	23,7	23,1	+ 2,6
	GW. 6	3	51,2	46,3	+ 10,6
	GW. 7	3	151,3	142,3	+ 6,3
	GW. 8	5	70,2	74,3	— 5,5
	GW. 9	2	70,5	88,0	— 9,7
	(GW. 10)	5	44,5	42,1	(+ 5,7)
Béton ...	GC. 1	3	80,0	77,8	+ 2,8
	GC. 2	3	96,0	115,0	— 16,5
	GC. 3	4	77,9	73,6	+ 5,8
	GC. 4	6	154,0	151,7	+ 1,5
	GC. 5	2	25,6	31,4	— 18,5
	GC. 6	2	76,5	69,5	+ 10,1
	(GC. 7)	3	139,0	134,3	(+ 4,2)
Acier ...	GS. 1	4	44,1	45,4	— 2,9
	GS. 2	5	60,9	55,1	+ 9,8
	GS. 3	3	82,8	84,2	— 1,7
	GS. 4	3	158,0	151,3	+ 4,4
	GS. 5	2	115,0	102,0	+ 12,8
	GS. 6	2	232,5	203,5	+ 14,3
	GS. 7	6	204,0	269,5	— 23,9
	GS. 8	3	123,2	138,3	— 10,9
	GS. 9	3	77,0	70,0	+ 10,0
	GS. 10	2	41,0	45,0	— 8,9
	GS. 11	3	132,0	130,0	+ 2,1
	GS. 12	3	101,8	98,3	+ 3,6
	GS. 13	2	51,5	44,5	+ 15,7
	GS. 14	2	104,0	122,5	— 15,1
	(GS. 15)	4	87,6	74,3	(+ 17,9)
	(GS. 16)	3	40,9	39,7	(+ 3,0)

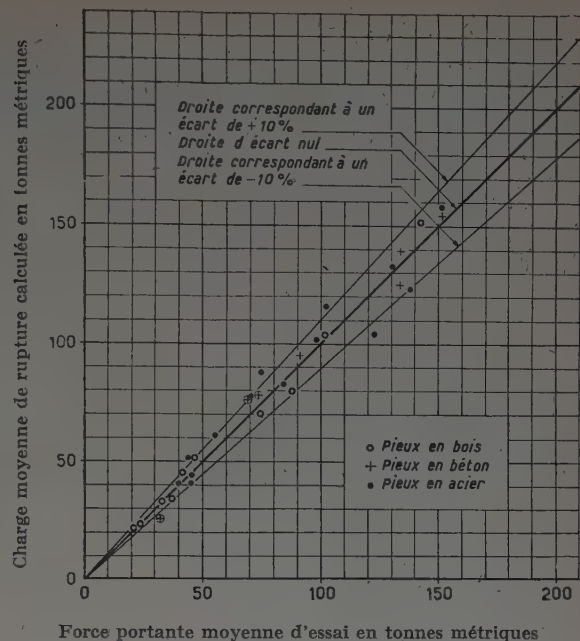


FIG. 5. — Comparaison des forces portantes calculées et mesurées pour trente-trois groupes de pieux.

CONCLUSION

La présente communication montre comment on a établi une nouvelle formule de battage, en utilisant des paramètres énergétiques sans dimensions et on l'a appliquée à cent huit rapports concernant le battage et l'essai de chargement *in situ* de pieux. Une comparaison entre les forces portantes observées et calculées, conduit aux conclusions suivantes :

Tout d'abord, les écarts relatifs entre les charges calculées et mesurées provoquant la défaillance des pieux sont ordinairement compris entre $\pm 15\%$ (voir tableau IV).

Deuxièmement, les erreurs en plus ou en moins sont sensiblement égales, aussi bien en nombre qu'en valeur absolue (voir tableaux I, II et III).

Cette dernière observation a une importance particulière, parce qu'on a l'habitude de définir la valeur des charges admissibles d'après des moyennes de résultats, et non d'après des données isolées. Il en résulte que, puisque les erreurs en plus et en moins se compensent partiellement entre elles, on se rend compte facilement que la force portante moyenne calculée pour un groupe limité de pieux dans le même site d'implantation sera affectée d'une erreur plus faible que quand les calculs s'appliquent à des cas isolés (comparer les figures 4 et 5). L'étude des rapports dépouillés indique que les limites des erreurs relatives à des groupes de pieux sont en gros, de $\pm 10\%$.

De plus, les figures 4 et 5 montrent que la formule proposée s'applique également bien à tous les types de pieux et d'équipements de battage, puisque les points calculés pour chaque type sont également répartis au voisinage (et des deux côtés) de la droite d'écart nul.

Dans le but d'obtenir de plus amples renseignements sur les paramètres énergétiques sans dimension qui entrent dans la formule rigoureuse (10) servant au calcul de la force portante définitive des pieux, l'Institut Norvégien de Géotechnique a prévu une série d'expériences en laboratoire et sur le terrain, devant être effectuées dans un avenir immédiat. On ne s'attend pas, cependant, à ce que ces recherches conduisent à une modification de la formule proposée. Toutefois, ces recherches, outre les renseignements de la pratique, auront un grand intérêt. Elles permettront de déterminer définitivement le domaine de validité et les limitations possibles de la nouvelle formule. On apportera, dans cette étude, une attention particulière au comportement des groupes de pieux, comparé à celui de pieux isolés.

**

L'auteur désire remercier les professeurs Axel ANDERSEN et Arne SELBERG de l'Université Technique Norvégienne, pour leur aide précieuse dans le rassemblement des données concernant les pieux ainsi que les ingénieurs-conseils E. HARBOE, de Trondheim et P. K. RUUD d'Oslo.

Le directeur de l'Institut Norvégien de Géotechnique — l'ingénieur civil L. BJERRUM — mérite des remerciements particuliers pour ses suggestions précieuses et a rendu beaucoup de services à l'auteur en rassemblant les rapports contenus dans les documents existants.

Enfin, l'auteur est redevable à son collègue, l'ingénieur civil O. KUMMENEJE de l'aide considérable qu'il lui a apportée dans l'établissement des figures et des tableaux.

BIBLIOGRAPHIE

- ALLEN (R. V.), *The resistance of piles to penetration*. Spon 1935 (London).
 American Society of Civil Engineers, *Proceedings* (may 1941) Pile-driving formulas, Progress report of the Committee on the bearing value of pile foundation.
 BISHOP (A. W.), COLLINGRIDGE (V. H.), and O'SULLIVAN (T. P.), Driving and loading tests on six precast concrete piles in gravel, *Geotechnique*, n° 1. 1948.
 CHELLIS (R. C.), Pile driving formulas. Discussion. 1941. *Proceedings*, A. S. C. E., for October.
 CHELLIS (R. C.), Pile foundations, p. 556-570. Mc Graw-Hill Book Company, 1951 (New York).
 CRANDELL (J. S.), Piles and pile foundation, *Journal Boston Society of Civil Engineers*, vol. XVIII, n° 5, 1931.
 CUMMINGS (A. E.), Dynamic pile driving formulas. *January Journal Boston Soc. of C. E.* 1940.

- GREULICH (G. G.), Pile driving formulas. Discussion. *Proceedings A. S. C. E.*, for Sept. 1941.
 HILEY (A.), Pile driving calculations, *The Structural Engineer*, 1930 (London).
 JOHANSEN (N.), (Family name recently changed to Janbu). Beregning av frittstaende pelers bruddlast og tillatte belastning ». *Teknisk Ukeblad*, n° 26, 1951 (Oslo).
 OSTENFELD (Chr.), Forsøg med pæle. *Ingeniørvidenskabelige Skrifter*, n° 3 (1942) (Copenhagen).
 SCHENCK (W.), *Der Rammpfahl*. W. Ernst und Sohn, 1951 (Berlin).
 STERN (O.), Das Problem der Pfalbelastung, W. Ernst und Sohn, 1908 (Berlin).
 TERZAGHI (K.), Theoretical soil mechanics, Third Edition. p. 136-143. Wiley and Sons. Inc., 1942 (New York).

DISCUSSION

M. CAQUOT. — Les formules telles que celles qui viennent d'être proposées sont très intéressantes, en ce sens qu'elles permettent de préciser davantage la force portante. Toutefois, il y aura toujours une erreur systématique, parce qu'en admettant que le problème soit bien défini en ce qui concerne le choc du marteau sur le pieu, il reste un élément qui n'est pas défini, c'est le point où se produit la résistance.

Lorsque le pieu résiste par la pointe, c'est toute l'énergie de déformation du pieu qui intervient. Lorsque la résistance est partagée entre la pointe et le fût, la déformation élastique du pieu absorbe moins d'énergie. Par conséquent, il y aura toujours une petite erreur systématique. C'est pourquoi il ne faut pas espérer avoir des points qui

s'alignent d'une façon absolue. Il y aura toujours une certaine zone d'erreurs, mais les données montrent que ces erreurs peuvent être tout à fait acceptables.

M. LE PRÉSIDENT. — M. JANBU me dit qu'il est de votre avis. Il semble que la formule qu'il a exposée donne des résultats tout à fait satisfaisants.

M. BUISSON est d'avis qu'il serait intéressant d'appliquer cette formule à des résultats obtenus par ailleurs.

M. JANBU répond à M. BUISSON en lui demandant de bien vouloir lui envoyer les résultats qu'il a pu obtenir afin de les contrôler.

ESSAIS DE CHARGE PORTANTE DE PIEUX EN MODÈLE RÉDUIT

Par P. HABIB,

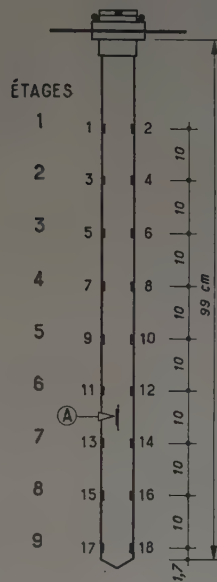
Ancien Élève de l'École Polytechnique, Docteur es-Sciences, Chef de la Section de Recherches de Mécanique du Sol aux L.B.T.P.

INTRODUCTION

Les essais que nous allons décrire prolongent des études antérieures qui ont fait l'objet de deux communications [2] [3], dont l'une par MM. FLORENTIN, L'HÉRITEAU et FAHRI au Congrès de Rotterdam. Ces essais ont trait à la recherche de la répartition du frottement latéral et de la force en pointe pour un pieu modèle réduit dans des sables secs et humides.

Les résultats atteints nous ont conduit à étudier différents modèles de poinçons. Le modèle réduit est un pieu en laiton de 1 m de long, de 42 mm de diamètre, la surface du pieu est recouverte de sable collé pour assurer le cisaillement dans le matériau pulvérulent, dix-huit extensomètres électriques sont collés à l'intérieur du fût sur deux génératrices diamétralement opposées permettant de mesurer la répartition des contraintes ainsi que la force en pointe (fig. 1 et 2).

L'allongement et la déformabilité du pieu sont voisins de ceux d'un pieu en béton.



A. Niveau du compensateur

FIG. 1. - Schéma de pieu (modèle monotube).

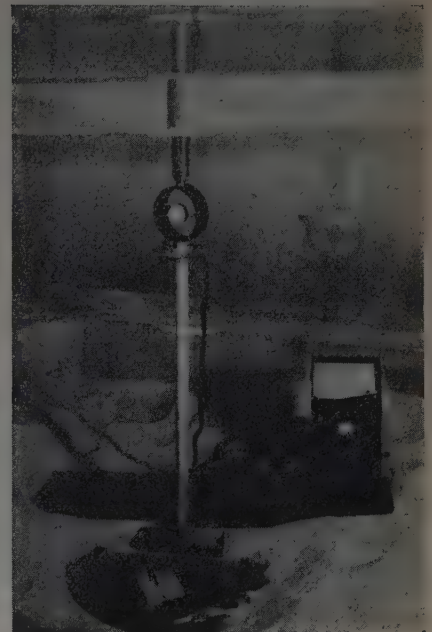


FIG. 2. — Modèle réduit.
Strain indicator et puits d'essai.

RÉSUMÉ

Les essais antérieurs ayant le même objet et dont les résultats ont été déjà donnés ont été continués sur modèles réduits.

Le sable de Seine a été utilisé. On a fait varier la section et la matière du pieu; on a comparé la force portante d'un pieu carré et d'un pieu rond, ainsi que celle d'un mur ayant pour épaisseur le côté du pieu. Ces derniers essais n'étaient pas terminés lors de la rédaction du présent résumé. Les résultats suivants ont été obtenus :

- 1° La force portante des pieux ronds et carrés de même section droite est équivalente aux erreurs d'expérience près;
- 2° La force portante du pieu isolé est nettement supérieure à celle de l'élément de mur.

Ces résultats confirment ceux antérieurement acquis. D'autre part, les formules CAQUOT-KÉRISEL donnent une bonne approximation dans le cas du mur. En ce qui concerne les pieux, la résistance mesurée est supérieure. Les essais effectués permettent de donner, dans le cas du sable de Seine, un coefficient de majoration à appliquer aux formules à deux dimensions pour obtenir des résultats valables pour les pieux.

SUMMARY

The previous tests, having the same objective and the results of which have already been given, have been continued on reduced scale models.

Seine sand was used. The section and the material of the pile were varied. The bearing capacities of a square and a round pile were compared, as well as that of a wall having for its thickness the side of the pile. These last tests were not completed in time to be included in the present summary. The following results were obtained :

- 1° The bearing capacity of both square and round piles of the same section is equivalent, experimental errors being overlooked.
- 2° The bearing capacity of an isolated pile is clearly greater than one forming an element of a wall.

These results confirm those previously obtained, the CAQUOT-KÉRISEL formulas give a good approximation in the case of the wall. As to the piles, the measured strength is greater. The tests performed make possible, in the case of Seine river sand, to give a coefficient of increase to be applied to the two-dimensional formulas, so as to obtain valid results for the piles.

RAPPEL DES RÉSULTATS DES ESSAIS ANTÉRIEURS ET MODE D'INTERPRÉTATION

Les essais ont été effectués dans du sable de Fontainebleau (granulométrie discontinue : 2/10 de mm, grains anguleux) [3]. Ce sable était, soit mis en place par couches de 10 cm soigneusement vibrées, soit déversé. Les densités ont varié entre 1,40 et 1,68. La variation de l'angle de frottement interne du sable en fonction de la compacité a été étudiée à l'appareil triaxial. Nous avons vérifié la relation donnée par M. CAQUOT $\tan \phi = K/\varepsilon$; pour $d_s = 1,54$ nous avons trouvé $\phi = 31^\circ$. Le sable était soit sec, soit humide, soit saturé (immergé). Le pieu était, soit mis en place par poinçonnement, soit « moulé », c'est-à-dire que sa mise en place était effectuée avant celle du sable. Dans chaque cas, on a cherché à avoir un milieu aussi homogène que possible, ce qui n'est pas aisé si l'on tient compte du volume de sable qui remplit un puits cylindrique de 2,50 m de profondeur et de 2,50 m de diamètre. Les résultats trouvés furent les suivants :

— Le frottement latéral apparaît en même temps que la force en pointe dans le cas du pieu moulé, un peu plus tard dans le cas du poinçonné (fig. 3 et 4).

— La distribution des contraintes est approximativement parabolique.

— Les résultats sont analogues avec du sable sec et du sable saturé.

— La répartition de la charge prise par la pointe et de celle prise par le frottement latéral varie à mesure que l'on approche du poinçonnement.

La détermination précise du poinçonnement est d'ailleurs très délicate; en effet, lorsque le pieu s'enfonce, sa force portante augmente et on constate une stabilisation du mouvement. Nous avons caractérisé la rupture par l'apparition des grands enfoncements au cours d'un cycle de chargement. Ce critère de poinçonnement permet de diminuer la dispersion des résultats, en augmentant la fidélité de l'essai.

Dans nos essais antérieurs, en l'absence de formule à trois dimensions satisfaisante, nous avons appliqué la théorie classique de

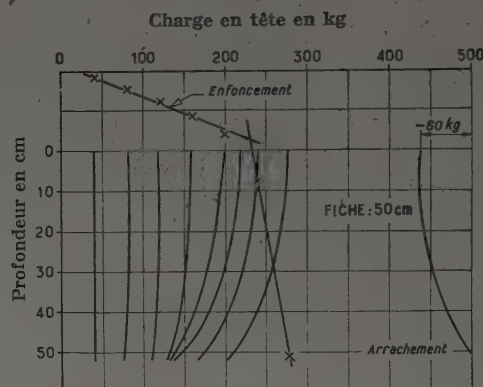
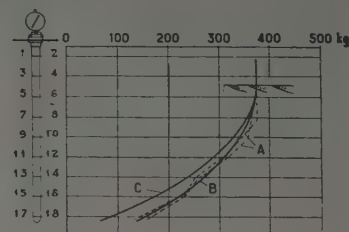


FIG. 4. — Distribution des contraintes (pieu poinçonné).

Rankine et son adaption aux pieux, telle qu'elle a été faite par M. CAQUOT ⁽¹⁾; une telle méthode conduit donc, pour faire cadrer les formules avec les résultats des mesures, à adopter deux valeurs pour l'angle de frottement interne le long du fût et sous la pointe (fig. 5).



- A. Courbes réelles;
B. Parabole moyenne;
C. Parabole théorique (théorie de Rankine).

FIG. 5. — Distribution des contraintes.

Pieu moulé. Fiche de 70 cm. Comparaison des courbes de répartition théorique et expérimentale.

Pour un pieu moulé dans un sable de densité sèche 1,68 nous avons obtenu ainsi, par le calcul, des angles de 32 à 35° pour le frottement latéral et de 41 à 42° sous la pointe, pour les faibles enfoncements (1 à 2 mm) du modèle réduit; lorsque les enfoncements sont plus importants (2 à 3 cm) la valeur de l'angle de frottement en pointe augmente jusqu'à 48 à 49° . On se rapproche alors des résultats obtenus pour un pieu mis en place par poinçonnement. L'interprétation dans le cas du sable immergé donne des valeurs voisines des précédentes pour les angles de frottement interne.

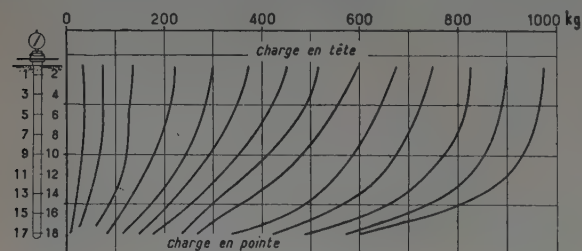
⁽¹⁾ Par application de ces formules [1], la charge de rupture est

où :

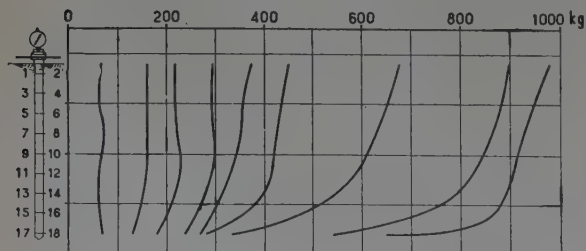
$$C = \omega \cdot l \cdot s_1 + \omega h s_2 s'_2 + \omega \frac{h^2}{2 \cdot l} s'_2$$

ω densité du milieu pulvérulent;
 l rayon moyen (égal au 1/4 du diamètre du pieu);
 h profondeur de la fondation;
 s_1, s_2, s'_2 des coefficients fonction de l'angle de frottement interne du milieu.

A partir des différentes courbes de répartition et des tables numériques données par M. CAQUOT, on peut retrouver la valeur des coefficients et calculer la valeur de ϕ .



a) Premières charges



b) Charges après 100 cycles 0-400 kg

FIG. 3. — Distribution des contraintes. Pieu moulé. Fiche de 90 cm. Courbe des efforts transmis au pieu par le sol.

NOUVEAUX ESSAIS

De nouveaux essais ont été effectués avec un autre sable, d'une part pour vérifier les résultats antérieurs, et d'autre part pour chercher le coefficient de majoration à appliquer aux formules à deux dimensions pour obtenir des résultats valables dans le cas du pieu.

1° Essais de pieux en modèles réduits.

Des essais de pieux analogues aux précédents ont été repris avec un sable de Seine à différentes compacités (granulométrie continue, grains ronds), sec, humide et saturé. Les résultats antérieurement acquis ont été entièrement confirmés.

Lorsque le sable de Seine est déversé, sa compacité est voisine de 1,62, l'angle de frottement interne mesuré à l'appareil triaxial est alors voisin de 33°. Les valeurs à adopter pour l'essai de modèle réduit sont alors voisines de celles qui ont été obtenues avec le sable de Fontainebleau et les efforts supportés par la pointe et le frottement latéral sont pratiquement les mêmes, pour la limite des faibles déformations ou pour le poinçonnement. Les résultats sont analogues lorsque le sable de Seine est vibré énergiquement. Mais les efforts supportés deviennent beaucoup plus forts. Ainsi, pour un sable dont la densité sèche était de 1,78 ($e = 0,53$), nous n'avons pas réussi à enfoncer complètement le modèle réduit, la force portante étant supérieure à la résistance propre du pieu. Pour une fiche de 30 cm par exemple, nous avons enregistré les efforts suivants (pieu moulé) qui ne correspondent pas encore au poinçonnement :

Effort total	762 kg
En pointe	618 —
Frottement latéral	144 —

on en déduit, par le calcul, les angles de frottement suivants :

Angle moyen	48°,5
Angle en pointe	52°
Angle de frottement le long du pieu ..	41°

L'angle de frottement interne du sable de Seine à cette compacité a été mesuré à l'aide d'essais triaxiaux. Ceux-ci donnent un angle de 41°.

Il paraît difficile d'attribuer ces résistances si élevées à un accroissement de la compacité sous la pointe du pieu. De toute façon, une variation de densité devrait être mise en évidence par des poinçonnements successifs au même endroit. La compacité augmentant, il en serait de même de l'angle de frottement interne et de la force portante du pieu. Nous avons reporté sur la figure 6 une série de cinq essais de cette nature, qui ne font pas apparaître cette variation de force portante. Les figures 7 et 8 représentent des essais analogues où l'on a fait varier la forme de la pointe. Il est clair, sur ces figures, que même lorsque l'angle en pointe est assez aigu, l'influence est relativement faible, surtout lorsqu'on prend comme origine des enfoncements la base du fût du pieu. Nous retrouverons des variations de compacité très faibles à propos des essais de pénétration du paragraphe suivant.

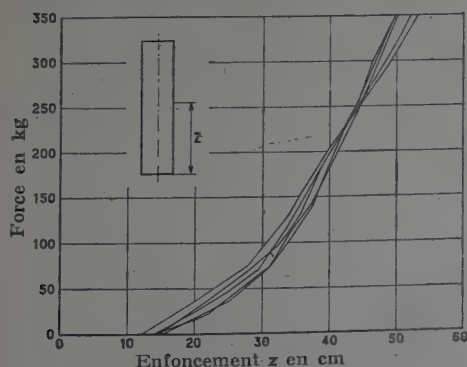


FIG. 6. — Essais d'enfoncement d'un pieu plat.

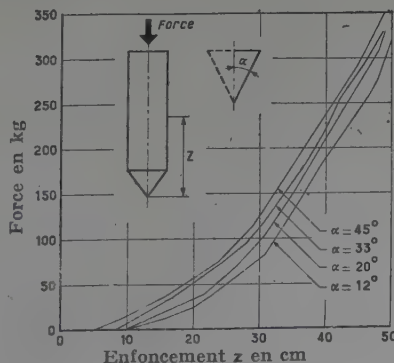


FIG. 7. — Essais d'enfoncement d'un pieu carré avec pointe.

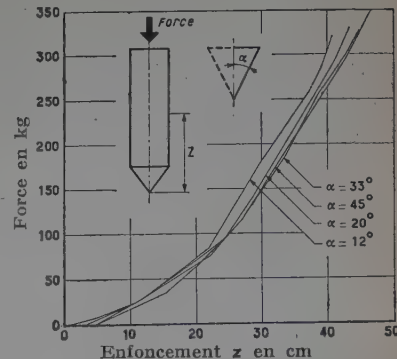


FIG. 8. — Essais d'enfoncement d'un pieu carré avec pointe.

2° Comparaisons d'essais dans le plan et dans l'espace. Enfoncement d'un « mur ».

Il nous a paru nécessaire d'effectuer des essais de pénétration avec des modèles plus simples que les pieux et nous avons pensé à réaliser le problème plan en enfonçant un modèle réduit de mur; on doit alors retrouver les résultats donnés par les formules classiques. Si on applique au pieu ces mêmes formules, on peut comparer quantitativement les résultats calculés et les résultats expérimentaux, et il est possible d'obtenir un coefficient permettant de passer du problème plan au problème de révolution.

Pour déterminer l'épaisseur du « mur », nous avons d'abord utilisé des pieux carrés dont la section droite avait une surface égale à celle de la section droite du pieu cylindrique. Ces pieux étaient en bois dur (du chêne), de façon que la déformabilité soit du même ordre de grandeur que celle du modèle réduit métallique. Les forces portantes des pieux ronds et carrés se sont montrées équivalentes aux erreurs d'expérience près.

Nous avons alors utilisé un « mur » en chêne de même épaisseur que les pieux carrés, l'allongement horizontal étant de 15. Pour plus de sécurité un anneau de garde composé par deux pieux carrés a été placé en bout (fig. 9). Au cours des essais de pénétration, on s'est efforcé de maintenir le niveau constant pour chacun des trois éléments.

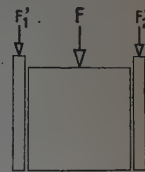


FIG. 9. — Montage des essais de mur.

Le mur, comme les pieux carrés, ne permet pas, du moins pour le moment, de séparer le frottement latéral et la force en pointe, et pour l'interprétation, on est obligé d'avoir recours à un angle de frottement interne moyen. Pour s'assurer de l'existence du frottement latéral, les murs et les pieux ont été recouverts d'une couche de sable collé à la paroi. La comparaison avec des pieux et murs de même épaisseur en tenant compte de l'épaisseur de la couche de sable collé, a montré que même avec une surface de bois nu, le frottement latéral reste le même; ce résultat a d'ailleurs été déjà signalé par d'autres auteurs à propos d'essais sur modèle réduit dans du sable [4].

La comparaison entre les résultats des pieux et des murs ne peut donc s'effectuer que d'après les taux de travail et les angles de frottement moyen déduits par l'application des formules classiques. Dans le cas du sable de Seine, les résultats suivants ont été obtenus :

Sable de Seine déversé.

- φ triaxial : 33° $d_s = 1,62$;
- Pieu rond : φ pointe 40° $\left\{ \begin{array}{l} \varphi \text{ pointe } 47^\circ; \\ \varphi \text{ latéral } 30^\circ; \end{array} \right.$
- Pieu carré : φ moyen 41°;
- Mur : φ moyen de 34 à 38° (pour une fiche mx de 40 cm).

La dispersion des résultats obtenus avec le mur s'explique aisément de la façon suivante. Étant limités par le temps, nous avons effectué une série d'essais de poinçonnement dans le même sable sans prendre le soin de l'homogénéiser parfaitement après chaque essai. Nous avons constaté alors que, d'une façon systématique, la force portante du mur augmente lentement mais régulièrement, de l'ordre de 4° pour huit essais. Si l'on cherche l'augmentation de compacité moyenne à laquelle correspond cette augmentation de résistance, on aboutit à 1/2 à 1 % par essai, proportion très vraisemblable.

On peut montrer, dans le cas de l'enfoncement d'un mur, que la zone perturbée autour du poinçon est extrêmement étendue. En plaçant du sable entre deux parois de verre et en y enfonçant un poinçon rectangulaire, dont deux côtés opposés sont en contact avec les parois, on rend visible le mouvement des grains. Le frottement sable-verre est très faible si les contraintes ne sont pas trop grandes et si le verre n'est pas rayé. Une photographie avec exposition continue, prise pendant l'opération, matérialise les déplacements [5] (fig. 10). En supposant que la variation de



Fig. 10. — Photographie avec exposition continue pendant un poinçonnement de la surface jusqu'à une profondeur égale à sept fois l'épaisseur du mur.

densité est uniforme dans la région perturbée, un calcul approximatif permet d'obtenir l'ordre de grandeur de cette variation, en tenant compte de la variation de volume due à l'enfoncement du poinçon et éventuellement au déplacement de la surface libre du massif de sable.

Ces essais seront présentés par M. L'HERMINIER. Ils sont extrê-

mement nets et la variation de compacité provoquée par l'enfoncement d'un mur semble être de l'ordre de 1 %. On retrouve ainsi au moins l'ordre de grandeur de la variation obtenue pendant les poinçonnements répétés d'un mur.

Malgré la dispersion des résultats, on constate que, pour ces essais, l'angle de frottement moyen déduit de la force portante du mur est plus faible que celui que l'on peut déduire de la force portante du pieu.

Il nous a paru nécessaire de chercher à préciser ce résultat en utilisant des fiches et des efforts beaucoup plus importants, de façon à déterminer avec plus d'exactitude le coefficient de majoration. Avec un dispositif de chargement plus puissant, permettant des efforts de 10 t et du sable de Seine vibré par couche de 10 cm, nous avons obtenu un matériau opposant une grande résistance à la pénétration.

L'angle de frottement interne de ce matériau est difficile à préciser; la vibration utilisée permet d'obtenir une compacité de 1,80 sur un petit échantillon; l'angle correspondant est alors voisin de 42°. Il est cependant possible que la vibration prolongée en grande masse donne une compacité plus forte et un angle de frottement interne plus élevé.

Nous avons obtenu les résultats suivants :

— Dans le cas du mur, les valeurs extrêmes de « ϕ moyen » sont de 44 à 46°, encadrant d'une façon assez satisfaisante une valeur moyenne voisine de 45,5°. Ainsi, pour une fiche de 32 cm, le taux de travail était de 21 kg/cm².

— Dans le cas du pieu carré, le « ϕ moyen » était de 47 à 48°.

Ces valeurs ont été obtenues, pour le mur et pour le pieu, avec des fiches comprises entre 10 et 60 cm. Il convient de signaler que nous n'avons pu installer l'anneau de garde pour le mur, ce qui a pu créer une erreur par excès, tant à cause de l'effet des extrémités que du frottement latéral parasite. Ces essais seront repris ultérieurement avec anneau de garde.

Enfin, les résultats obtenus avec le pieu carré sont à rapprocher de ceux que nous avons signalés précédemment pour le pieu rond avec fiche de 30 cm dans du sable compact qui correspondait, nous le rappelons, à un angle « ϕ moyen » de 48,5°.

Il apparaît donc ici, une augmentation de 2 à 3° si l'on veut faire coïncider les taux de travail dans le cas du problème plan et dans celui du problème de révolution. Ces 2 à 3° correspondent en fait à des taux de travail très différents. Le coefficient de majoration pour passer du problème plan au problème de révolution, défini par le rapport des forces de rupture calculées d'après les formules classiques, en admettant un seul angle de frottement interne est compris entre 1,4 et 1,6 avec le cadre expérimental exposé.

Il serait sans doute hâtif d'extrapoler les résultats obtenus à d'autres conditions opératoires et à d'autres sols, en particulier aux argiles, mais il semble que les résultats acquis pour les sables soient nettement établis. Nous les résumerons ainsi :

Les résultats obtenus dans le cas du mur semblent s'accorder avec les valeurs données par le calcul en utilisant les formules classiques établies dans le plan avec l'hypothèse de Rankine. Le taux de travail mesuré est plutôt supérieur au résultat calculé avec l'angle de frottement interne du sable correspondant à la compacité du milieu et mesuré par les essais directs. Cette augmentation pourrait peut-être correspondre à une augmentation de la compacité du milieu provoquée par l'enfoncement du modèle réduit.

Le taux de travail est de 1,3 à 1,7 fois plus grand pour le pieu. Cette augmentation de la force portante ne semble pas correspondre à une augmentation de la compacité sous la pointe du pieu, comme le montrent les essais de poinçonnement répétés.

Enfin, avant de terminer, je tiens à remercier tous ceux qui nous ont encouragés ou conseillés, ainsi que ceux qui ont participé à ces recherches, et en tout premier lieu M. René MARCHAND qui a effectué un travail considérable lorsqu'il était au laboratoire, ainsi que M. Yuan TCHENG avec qui j'ai poursuivi les essais.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] CAQUOT (A.) et KÉRISEL (J.), *Traité de Mécanique du Sol*. Gauthier-Villars, 1949.
- [2] FLORENTIN (J.), L'HÉRITEAU (G.) et FAHRI (M.), Essais sur modèles réduits de pieux. *Travaux*, juin 1948 (Congrès de Rotterdam).
- [3] HABIB (P.), Nouvelles recherches en mécanique du sol. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 224 décembre 1951.

- [4] KÉRISEL (J.), La force portante des pieux. *Annales des Ponts et Chaussées*, mai 1939.
- [5] PEYNIRCIÖGLÜ (H.), Test on bearing capacity of shallow foundations on horizontal top surfaces of sand fills and the behaviour of soils under such foundations. *Proceedings II^e Congrès International de Mécanique du sol* (Rotterdam).

DISCUSSION

M. MEYERHOF. — En Grande-Bretagne nous avons fait plusieurs essais de charge portante de pieux en modèles réduits.

Le rapport de la force portante du pieu à celle du mur n'est différent de l'unité que pour des matériaux à forte compacité donnant un angle de frottement élevé ($\varphi > 40^\circ$). Ce rapport n'est pas constant, il est fonction de l'angle de frottement interne. Il est peu différent de 1 pour les sables de faible compacité.

Les formules de MM. Caquot et Kérisel donnent une bonne approximation de la résistance totale, mais seulement de celle-ci; il semble que, tout au moins dans le sable, la répartition réelle (de cette résistance) entre la résistance en pointe et le frottement latéral soit différente de la répartition théorique : le frottement latéral est plus grand et la résistance en pointe moindre.

Par ailleurs la résistance totale théorique dans les sables compacts et les graviers est plus grande que ne l'indiqueraient les formules, mais dans les argiles et les sols cohérents, la répartition réelle est approximativement celle qui est indiquée par la théorie.

L'angle de frottement interne est une propriété physique du sable, et il vaut mieux, pour calculer la force portante, utiliser un coefficient de forme pour les différentes formes de fondations. Il ne faut pas augmenter artificiellement φ mais utiliser un coefficient de forme.

M. HABIB. — Je suis d'accord avec M. MEYERHOF au sujet de l'écart dans la répartition par rapport aux résultats théoriques et sur le sens de la différence entre le frottement latéral et l'effort en pointe. Il faut cependant préciser que ce n'est pas une nouveauté. Ce fait a déjà été observé et signalé par M. KÉRISEL, dès 1939, dans les *Annales des Ponts et Chaussées* ⁽¹⁾. La différence dans la répartition a été aussi déterminée par MM. FLORENTIN, l'HERITEAU et FAHRI au Congrès de Rotterdam en 1948 ⁽²⁾. Les résultats que nous avons présentés aujourd'hui ne font que confirmer ces travaux antérieurs. En plus nous avons simplement cherché à voir ce qui se passe sous un mur pour comparer avec le pieu.

M. MEYERHOF. — Le coefficient de forme est égal à 1 pour le mur puisque les formules ont été établies dans ce cas.

Pour les pieux ronds et carrés, il est encore égal à 1 pour les sables peu denses (φ de 30 à 35°); mais si l'angle est très grand le coefficient peut atteindre 3 car les contraintes horizontales sont grandes dans les sables denses, ce qui n'est pas le cas dans les sables peu denses.

M. HABIB. — Lorsque j'ai parlé de variation de l'angle de frottement interne ce n'est qu'à l'occasion de l'interprétation d'une formule. Je n'attache pas à cette variation un sens formel et je pense qu'il est analogue de parler d'un coefficient de majoration.

Nous n'avons réussi à déterminer le coefficient de majoration d'une façon plus précise que dans le cas des sables compacts. Pour les sables à faible compacité la dispersion des résultats est très grande. Pour citer un cas extrême, deux essais successifs dans un tel milieu ont donné 30°

pour le mur et à peine plus de 20° pour le pieu, c'est-à-dire le contraire de ce que l'on trouve d'ordinaire dans les sables compacts. Cependant même pour les sables de faible compacité le sens de l'écart n'est pas toujours constant et le pieu donne aussi des résultats plus forts que le mur. La dispersion des résultats est vraiment très grande.

M. KÉRISEL. — L'augmentation relative de la densité approximativement trouvée égale à 1 % par M. HABIB me semble faible.

Comme il vous le dira dans sa communication, M. Caquot a mesuré directement la densité sous le pieu : la densité passe de 1,60 à 1,80 dans les zones à contour invariable situées au voisinage immédiat de la pointe. L'augmentation du pouvoir portant peut s'expliquer par l'accroissement de la compacité sous la pointe car ce sont les rayons vecteurs de l'équilibre limite balayant ces zones qui interviennent de la manière prépondérante.

Par ailleurs, de l'intervention de M. MEYERHOF, je retiens la vérification de la théorie dans les milieux argileux. Dans les sables, la répartition entre le terme de pointe et le frottement latéral n'est pas élucidée; on doit faire appel à une théorie à trois dimensions dépassant le problème plan; peut-être y aurait-il un équilibre à trouver entre les théories de l'équilibre classique et celles de l'équilibre explosif avec refoulements latéraux publiées par M. BONNEAU dans un article, en 1939, dans les *Annales des Ponts et Chaussées* ⁽³⁾.

M. LAZARD. — Comment mesurez-vous la force portante totale ? N'y a-t-il pas d'ambiguïté dans la définition même du poinçonnement ? N'est-ce pas une mesure subjective que celle concernant les grandes déformations ?

M. HABIB. — La détermination de la charge de poinçonnement est très délicate; le pieu est un système auto-stable : plus il s'enfonce plus il résiste. Nous avons choisi un critère un peu particulier correspondant au cycle de chargement. Nous avons considéré que la rupture était atteinte lorsque l'enfoncement résiduel après un cycle cessait d'être une fonction linéaire de la charge atteinte lorsque celle-ci croît en progression arithmétique. Les grandes déformations apparaissent peu après. Je ne sais quelle valeur théorique attribuer à ce critère. Nous lui avons donné la valeur d'un point singulier et aussi nous avons constaté que son emploi diminuait la dispersion des résultats tant pour la charge de rupture que pour la répartition des contraintes qui au-delà de cette limite devient parfois assez désordonnée.

M. BUISSON. — Quel est l'ordre de grandeur de l'enfoncement ?

M. HABIB. — De 2 à 3 mm.

M. BUISSON. — En ce qui concerne la comparaison entre mur et pieu, quelle est la différence observée pour les faibles profondeurs ?

M. HABIB. — Étant donné les modèles employés, la comparaison n'est pas possible pour les faibles profondeurs. Le pieu ne peut donner des résultats corrects que lorsque sa fiche est déjà importante, de l'ordre de 25 cm, sans cela des flexions parasites de la partie extérieure au sol peuvent retentir jusqu'à une certaine profondeur et fausser toute l'interprétation.

⁽¹⁾ *Annales des Ponts et Chaussées* 1938, n° 19, p. 497-553. BONNEAU, « Étude de la fondation rectiligne et de la fondation circulaire ».

⁽²⁾ *Annales des Ponts et Chaussées*, mai 1939, p. 579. LEHUÉROU-KÉRISEL, « La force portante des pieux ».

⁽³⁾ « Essais sur modèles réduits de pieux. » *Travaux*, juin 1948, p. 340.

ANNEXE (1)

I. — Construction du modèle réduit.

Le modèle réduit que nous avons utilisé est dérivé de celui qui a été employé pour les essais présentés en 1948 au Congrès de Rotterdam. Celui-ci était constitué par une série d'éléments discontinus reliés par des manchons et soudés à l'étain. Nous avons constaté que lorsqu'on utilise le pieu au voisinage de la charge maximum, les joints entre les différents éléments perdent rapidement leur qualité d'assemblage rigide. Étant donné la faible épaisseur du tube, imposée par les conditions de similitude, il est difficile d'y remédier et la dispersion des résultats des essais devient de plus en plus importante.

Avant de construire le modèle dont nous avons donné le schéma (fig. 1), nous avons envisagé différentes autres solutions : pieu en

béton avec cellules dynamométriques composées par des extensomètres électriques. Extensomètres électriques collés sur deux demi-coquilles en laiton de 1 m de long soudées entre elles par un alliage à bas point de fusion. Extensomètres électriques à l'intérieur de deux demi-coquilles en laiton, filetées extérieurement et vissées à l'intérieur d'un tube fileté intérieurement, etc.

Ces solutions n'ont pas été retenues, car même lorsqu'il était possible de réaliser le montage, les conditions d'uniformité des contraintes et des déformations ne semblaient pas suffisamment garanties.

Pour coller les extensomètres à l'intérieur du tube de 1 m de long formant le corps du pieu, nous avons utilisé deux méthodes qui ont donné des résultats équivalents.

⁽¹⁾ A la suite de l'exposé des essais de pieux en modèle réduit, un certain nombre de précisions nous ayant été demandé, nous avons cru utile de développer, sous forme de compléments, la technique expérimentale utilisée, ainsi que quelques considérations d'ordre général. Nous indiquerons ici le principe de la construction du pieu, la mise en place du matériel d'essai et la mesure de la compacité du sable.

a) Collage des extensomètres un par un.

Pour fixer les extensomètres électriques un par un, nous avons utilisé un appareil de collage constitué par un patin de caoutchouc mousse poussé par quatre ressorts; un câble permet la commande à distance des ressorts; le tout est placé à l'extrémité d'une tige et peut être introduit à n'importe quel niveau à l'intérieur du tube. Le patin supporte l'extensomètre électrique revêtu de la quantité nécessaire de colle, les fils de connexion et une bande adhésive permettant de fixer ces derniers à l'intérieur du tube de façon que les soudures des fils de sorties des extensomètres n'aient à subir aucun effort et ne soient pas en contact avec le métal, pour éviter les courts circuits.

L'ensemble extensomètre, fil, bande adhésive est solidaire du patin pendant l'introduction et désolidarisé du patin lors du retrait de celui-ci après le collage.

Les deux extensomètres de pointe situés près de l'extrémité du tube sont collés à la main.

Cette méthode permet de vérifier la résistance et de mesurer l'isolement de chaque extensomètre au moment de la pose et permet, le cas échéant, de remplacer un extensomètre défectueux après l'avoir décollé avec un solvant approprié. On est ainsi certain d'obtenir un modèle réduit fonctionnant correctement.

b) Collage simultané de tous les extensomètres.

L'ensemble des extensomètres et de leur câblage est fixé sur un tube en carton de diamètre inférieur à celui du tube en laiton formant le corps du pieu. En face de chaque extensomètre une fenêtre est découpée à l'intérieur du tube de carton. Une chambre à air est introduite dans ce dernier. L'intérieur du tube de laiton étant soigneusement nettoyé, on y introduit le tube en carton et le matériel électrique, après avoir enduit rapidement chaque extensomètre de la quantité de colle nécessaire; il suffit alors de gonfler la chambre à air pour appliquer les extensomètres à la paroi du tube de laiton. Cette méthode est plus rapide que la précédente, elle a l'inconvénient de ne pas permettre le remplacement d'un extensomètre défectueux.

Pour isoler l'ensemble des extensomètres nous avons utilisé des enduits silicones. Les modèles réduits devant être utilisés dans des sables humides, il était en effet nécessaire de prendre des précautions toutes spéciales pour l'isolement électrique à l'intérieur du modèle indépendamment de l'étanchéité de la tête et de la pointe du pieu; celle-ci était d'ailleurs prévue interchangeable. Le silicone utilisé était le R P G 47 F de la Société Rhône-Poulenc, plastique thermo-durcissable de tropicalisation. Après cuisson de l'ensemble, on obtient un produit légèrement élastique et parfaitement imperméable. L'adhérence du plastique au métal est obtenue au moyen du Rhodopas AXCM 20 AE Rhône-Poulenc et n'a été réalisée qu'aux extrémités du tube pour éviter la formation de liaisons mécaniques indésirables à l'intérieur du tube. L'étanchéité de la tête et de la pointe a été réalisée avec de la Piscine, mastic d'étanchéité au gaz utilisé en technique du vide. En particulier en tête tous les fils étaient arrêtés dans le pieu et les sorties étaient effectuées au moyen de double cosses fixées sur un isolant; les fils extérieurs étaient groupés depuis la tête du pieu jusqu'à l'instrument de mesure — contacteur et strain-indicator Baldwin, — permettant de suivre les indications des extensomètres.

Après ce traitement, nous avons constaté que la résistance d'isolement de l'ensemble des dix-huit extensomètres par rapport au tube était supérieure à 80 MΩ.

Le pieu, une fois terminé, est soumis à un étalonnage sévère pour pouvoir juger de la fidélité des extensomètres. Cet étalonnage est fait sous un système de chargement quelconque en prenant des précautions spéciales pour l'appui de la pointe du pieu : les meilleurs résultats sont obtenus en appuyant la pointe sur une plaque de caoutchouc raide. Avant la mise en service du pieu, nous lui avons fait subir un millier de cycles de charges et de décharges. On constate alors que les courbes efforts-déformations données par les extensomètres varient légèrement en restant linéaires à 5 % près; l'amplitude des déformations correspond d'ailleurs exactement aux résultats du calcul en utilisant un coefficient d'élasticité du tube de 1 310 000 kg/cm², valeur que nous avons déterminée indirectement par la mesure de la vitesse de propagation du son dans le tube.

II. — Mise en place. Mesure de la compacité du sable.

La préparation des essais en modèle réduit est extrêmement délicate, il faut en effet réaliser un milieu homogène de grande dimension et les efforts doivent être appliqués dans l'axe de

symétrie du milieu. On est donc obligé de prendre beaucoup de précautions lors de la mise en place du sable, d'assurer une verticalité parfaite au pieu et un centrage précis des charges exercées en tête.

a) Mise en place du sable. Compacité.

Les dimensions du pieu et de la cuve imposent la manipulation d'environ 10 m³ de sable à chaque mise en place du sable; ceci rend impossible l'utilisation des méthodes artisanales qu'on utilise habituellement en laboratoire comme le déversement d'un hauteur constante en laissant aux grains le temps de prendre leur position d'équilibre à énergie minimum. Plusieurs méthodes de remplissage ont été utilisées, avec des succès différents :

- Par jet de pelle : résultats très dispersés;
- Par écoulement le long d'une gouttière : homogénéité acceptable, mais difficile à reproduire;
- Par couches successives de 10 cm soigneusement compactées.

Pour les essais effectués avec du sable humide, la mise en eau a été effectuée en faisant arriver lentement l'eau par le fond du puits, ce qui évitait d'enfermer l'air dans le sable ou, mieux, en déversant le sable dans l'eau, ce qui assurait une meilleure saturation.

Le compactage du sable était effectué par vibration soit en masse avec une aiguille vibrante ou un gros vibreur, soit couche par couche avec différentes plaques vibrantes. Le contrôle de la compacité est essentiel. Malheureusement, il est extrêmement délicat et moins imparfait. Les couches de sable étaient vibrées pendant plusieurs heures, de façon que la compacité du sable corresponde à la limite supérieure que l'on peut atteindre avec un vibreur de masse et de période données. C'est-à-dire que même si la compacité n'était pas exactement connue, elle pouvait cependant être reproduite à chaque essai. On obtient ainsi un milieu initialement homogène. Il n'en est pas de même pour la vibration en masse dont l'effet de serrage ne semble pas dépasser 60 à 80 cm même pour des durées de vibration atteignant 3 à 4 jours.

Pour déterminer la compacité du sable, nous avons enfoui dans le sable des récipients de forme et de capacité différentes. En mesurant après la vibration le poids du sable contenu dans chaque boîte, on obtenait une série de valeurs de la compacité du sable. Enfin, nous avons comparé les résultats obtenus à ce que l'on trouve en vibrant le sable dans un carottier de volume connu, avec les engins utilisés pour la mise en place dans le puits. L'ensemble de ces mesures permet, malgré une certaine dispersion des résultats, d'évaluer la densité du sable avec une précision de l'ordre de $\pm 2\%$.

L'étude de l'angle de frottement interne du sable en fonction de la compacité a été effectuée pour chaque sable par cisaillement linéaire et par essai triaxial, selon un mode opératoire classique.

b) Mise en place du pieu.

Il paraît aisé de mettre le pieu en place, lors du remplissage couche par couche. En fait, s'il est facile de le mettre dans une position initiale verticale et de le contrôler par visée pendant le remplissage, il est très difficile d'assurer un compactage homogène du sable au voisinage du pieu. En effet, le contact du vibreur et du modèle réduit risque d'être fatal aux extensomètres électriques. D'autre part, il faut placer le sable autour du pieu avec précaution, de façon que la poussée de repos du sable ne provoque pas une flexion parasite au milieu du tube de laiton. Il est bien clair que si les poussées de repos sont différentes en certains points de la surface du pieu, on obtiendra des concentrations de frottement latéral et que la répartition des contraintes ne sera pas de révolution au moins pour la première mise en charge.

Enfin, signalons une méthode pratique qui consiste à enfoncer le pieu dans le sable pendant la vibration : il suffit alors d'un très faible effort pour déplacer le pieu au sein de la masse de sable.

c) Centrage de la charge.

Les efforts sont exercés par un vérin à vis appuyant par l'intermédiaire d'une bille sur l'anneau dynamométrique vissé sur la tête du pieu.

Pour les très fortes charges, nous avons utilisé un portique prenant appui sous le fond du puits, les efforts étant donnés par des vérins hydrauliques. En particulier, pour les essais de mur qui nécessitent les efforts les plus importants que nous ayons utilisés, le centrage était relativement aisé, car seul le basculement latéral était à craindre, le vérin prenant appui sur une longueur importante de la partie supérieure du mur.

PRÉSIDENCE DE M. VERDEYEN

MESURES SUR MODÈLES RÉDUITS DU FROTTEMENT LATÉRAL ET DE LA RÉSISTANCE DE POINTE DES PIEUX

Par Heinz ZWECK,

Membre du Laboratoire Fédéral Hydraulique de Karlsruhe.

INTRODUCTION

La charge agissant sur la tête d'un pieu est transmise au sol par sa surface latérale et par sa base. On a essayé de mesurer la grandeur du frottement latéral et de la résistance à la pointe sur des pieux construits de telle façon que les efforts correspondants puissent être mesurés séparément. Cet essai ne correspond pas exactement à la réalité car le frottement latéral et la résistance à la pointe ont une influence réciproque. En outre, il n'a pas été possible de mesurer la répartition du frottement latéral sur le pieu. L'effort transmis par le pieu au sol ne pouvait être déterminé que par la mesure des déformations du pieu à différentes profondeurs. On a pu calculer d'après ces déformations, la valeur et la répar-

tition du frottement latéral, ainsi que la valeur de la résistance à la pointe.

Pour déterminer ces valeurs sur plusieurs types de pieux, tels que pieux moulés et pieux forés, et sur des sols sableux ou argileux de compacité et de consistance différentes, nous avons établi un programme d'essais sur des pieux de modèle réduit au dixième. Avec les appareils de mesure Maihak, nous avons réussi à déterminer l'effort latéral et la résistance à la tête et à la base du pieu. Les essais ne sont pas encore terminés. C'est pourquoi nous décrivons dans les pages suivantes la disposition des instruments et nous donnerons les résultats des essais préliminaires.

A. — PROGRAMME DE L'ESSAI

1° Pieu de modèle réduit.

Les essais ont été exécutés sur un pieu métallique, constitué par un tube d'une seule pièce, de 2 m de longueur, de 62 mm de diamètre extérieur et de 1 mm d'épaisseur de paroi (fig. 1). Des appareils Maihak jumelés ont été fixés dans le tube, à une distance de 15 cm. Ces appareils permettaient de mesurer des variations de longueur allant jusqu'à $\epsilon = 2 \times 10^{-4}$. Cette variation correspond à un effort de 8 kg agissant sur la section considérée du pieu. L'effort exercé sur le pieu est mesuré en tête du pieu au moyen des appareils Maihak (MDS 22) (capacité de mesure de 0 à 1 000 kg) et la pression à la pointe au moyen d'un appareil Maihak MDS 23 (capacité de mesure de 0 à 100 kg).

Le principe du procédé de mesure est représenté figure 2.

L'instrument se compose :

a) D'émetteurs, c'est-à-dire de l'extensomètre MDS 15 et des dynamomètres MDS 22 et 23;

b) D'un appareil-récepteur pouvant être placé à distance voulue de l'émetteur, et qui est relié aux émetteurs par câbles, à l'aide d'un sélecteur de lignes.

Chaque émetteur est pourvu d'un fil d'acier tendu, pouvant être soumis à des oscillations amorties à l'aide d'un électro-aimant en appuyant sur un bouton du récepteur. Le carré du nombre d'oscillations propres de ce fil varie proportionnellement à la tension de l'objet à examiner.

L'appareil-récepteur comporte lui aussi un fil d'acier — le fil de comparaison — dont la tension et la fréquence propre peuvent être synchronisées à la fréquence du fil de mesure au moyen d'un bouton. Une échelle indique le déplacement du fil de comparaison.

RÉSUMÉ

Les essais exposés dans ce rapport ont pour objet la mesure du frottement latéral et la résistance de pointe de pieux de modèle réduit, qui ont été placés dans des couches de sable comprimées et meubles. Des extensomètres Maihak ont été fixés tous les 15 cm sur les pieux. Le raccourcissement enregistré sur ces appareils détermine la charge aux points correspondants. La charge sur le pieu et la résistance de pointe ont été mesurées avec des dynamomètres Maihak. D'après les mesures de raccourcissement longitudinal, on calcule les efforts agissant sur les différentes sections du pieu. Par différenciation, on calcule le frottement latéral.

La série des essais et leur interprétation n'étant pas encore terminées, on décrit seulement la disposition des appareils de mesure, et on donne les résultats obtenus jusqu'à maintenant. Ils donnent déjà d'importants aperçus sur la valeur et la variation du frottement latéral, ainsi que sur la valeur de la résistance de pointe en fonction des diverses charges appliquées au pieu.

Pour déterminer la force portante des pieux en se basant sur les caractéristiques physiques des sols, on a exécuté les essais sur deux sortes de pieux — pieux forés et pieux battus — et sur des sols différents, sableux et argileux.

SUMMARY

The tests described in this report have as their objective the measurement of skin friction and pile toe resistance of reduced scale models, placed in both compressed and loose sand layers. Maihak extensometers have been fastened every 15 cm along the piles. The shortening recorded on these instruments determines the load at corresponding points. The pile load and toe resistance were measured with Maihak dynamometers. From the measurements of shortening, the stresses acting on different pile sections are calculated. The skin friction is calculated by differentiation.

Since the test series and their interpretation have not yet been terminated, only the arrangement of the measuring instruments and the results obtained to date are described. Even so they already give important notions of the value and variation of skin friction, as well as the value of toe resistance as a function of different loads applied to the pile.

To determine the pile bearing capacity on the basis of the physical characteristics of soils, tests have been made on two kinds of drilled and driven piles and on different soils sandy and argillaceous.

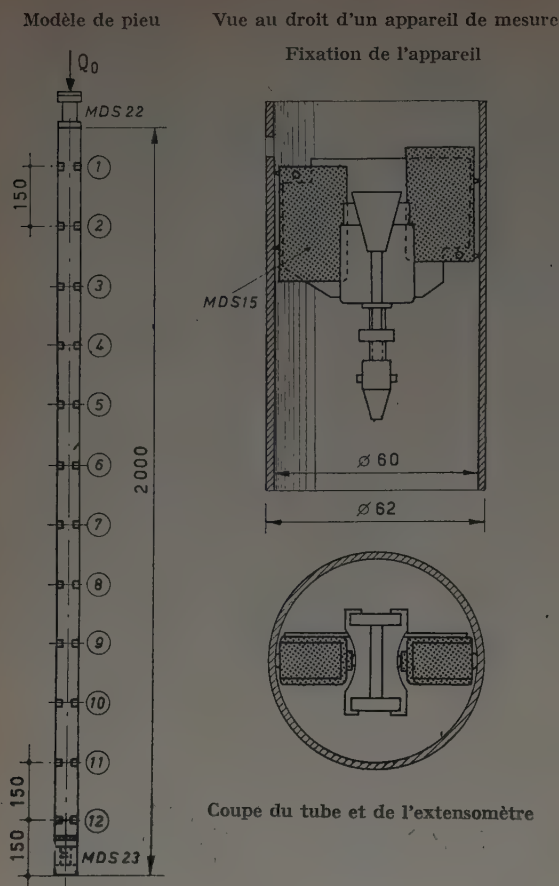


FIG. 1. — Essai de modèle réduit pour la détermination de la force portante des pieux.

Ce résultat, multiplié par la constante d'étalonnage de l'émetteur, donne la valeur cherchée.

Les oscillations propres des fils de mesure et de comparaison sont transformées en oscillations électriques et sont transmises au tube cathodique du récepteur; la concordance de fréquence est évaluée lorsque les oscillations visibles sur l'écran prennent une forme circulaire.

2° Sol d'essai.

Pour les essais on a employé d'abord un sable gros et moyen (éléments de 0,2 à 2,0 mm) puis un sable fin. Le volume des vides du sol le plus dense dans le premier cas était de $n_d = 33,4\%$ et celui du même sol le plus meuble, de $n_o = 45,1\%$. Dans le cas du sable fin, le volume de vides pendant les essais sur sol tassé était $n = 36,0\%$. Ce volume des vides correspond au coefficient de compacité $D = 77,8$. Le volume des vides du sol meuble des essais était $n = 41,0\%$, qui correspond à un coefficient de compacité $D = 35,0$.

3° L'essai.

Le pieu a été fixé verticalement dans une caisse de $1,50 \times 1,50$ m. La base du pieu reposait sur une couche de sable de 50 cm d'épaisseur. Le compactage du sable a été obtenu en damant par couches de 10 cm et l'état meuble en versant simplement le sable dans la caisse. La charge sur le pieu était exercée verticalement à l'aide d'une rotule pour éliminer les flexions parasites.

Les tassements du pieu ont été mesurés à l'aide de comparateurs d'une précision de 1/100 mm.

4° Exécution de l'essai.

Le pieu a été chargé progressivement en ajoutant 50 kg à chaque chargement.

Des essais ont été exécutés avec une longueur de 100, 135, 170 cm, sur sable tassé, et avec une longueur de 170 cm seulement sur sable meuble. Pour les essais sur sable meuble avec des longueurs de pieu plus petites, l'exactitude des mesures était insuffisante.

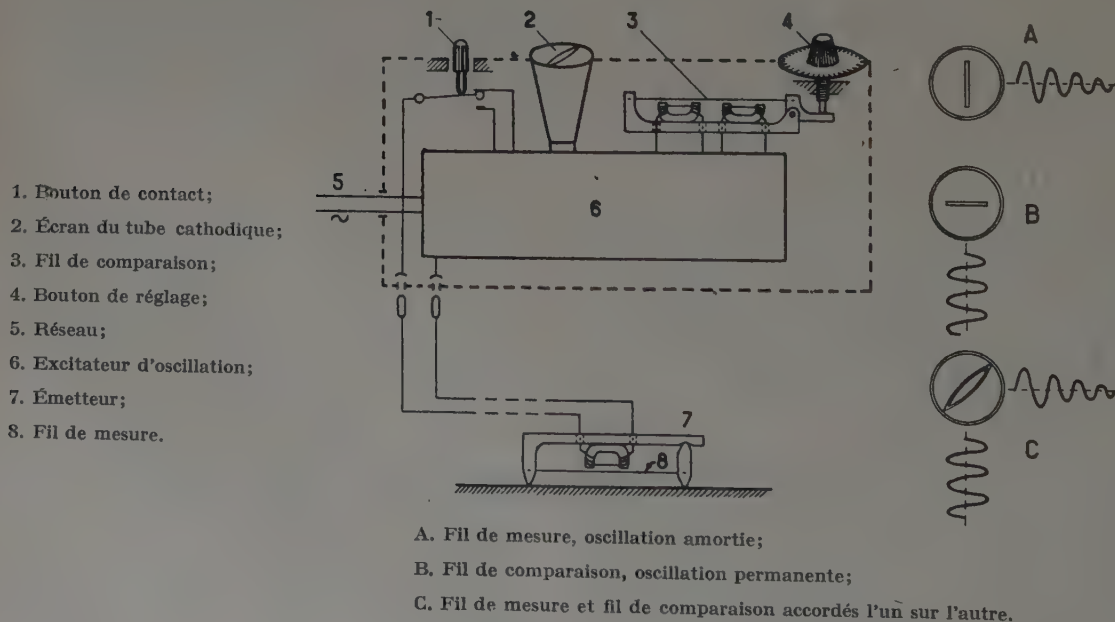


FIG. 2. — Appareil récepteur MDS 3.

B. — DISPOSITIFS DE MESURE

1° Effort sur le pieu et résistance à la pointe.

L'effort transmis à la tête du pieu ainsi que la résistance à la pointe sont indiqués directement par des dynamomètres Maihak.

2° Frottement latéral.

Par l'intermédiaire des extensomètres Maihak, on mesure les raccourcissements en différents points du pieu. Connaissant le module d'élasticité et la section du pieu on calcule d'après la loi de Hooke l'effort agissant sur la section correspondante et par différenciation le frottement latéral, par unité de surface.

3° Vérification.

Pour la vérification de la courbe P_z on a calculé la surface comprise entre la courbe r et l'ordonnée. En additionnant celle-ci à la résistance à la pointe du pieu, on obtient l'effort total appliqué sur le pieu.

C. — RÉSULTATS

Les résultats d'un essai avec un pieu de 170 cm dans du sable comprimé sont figurés sur les figures suivantes.

La figure 3 donne les forces P_z agissant sur les sections respectives du pieu et la résistance de pointe P_r avec des surcharges croissantes Q_0 . La forme des courbes dessinées est caractéristique des essais faits jusqu'à présent. Pour une faible charge, tout l'effort est absorbé par le frottement latéral; pour une charge supérieure

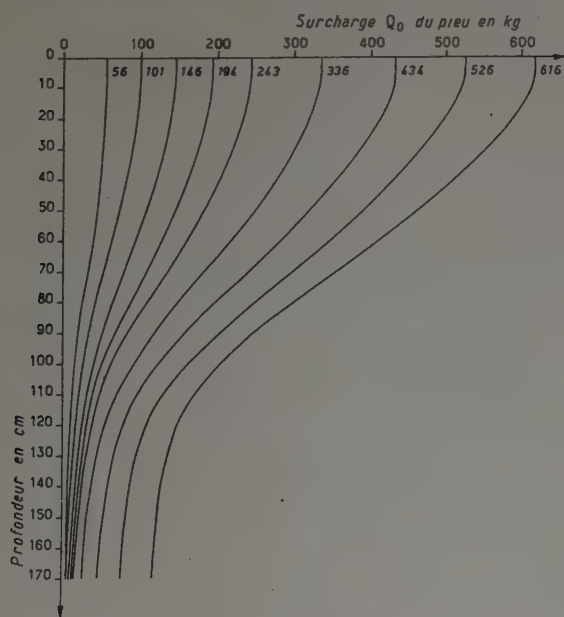


FIG. 3. — Forces agissant sur les différentes sections du pieu.

Longueur du pieu 170 cm.
Diamètre du pieu 6,20 cm.

à laquelle correspond un tassement, la base du pieu prend part à la transmission de l'effort au sol.

La figure 4 donne la résistance de pointe en fonction de la

charge. Le rapport de la résistance de pointe à la charge totale croît en fonction de la charge jusqu'à 35 %. Après le déchargement du pieu il reste un certain effort agissant sur la base du pieu auquel s'opposent le poids du pieu et le frottement latéral négatif, dont nous n'avons pu mesurer la répartition le long du pieu, l'exactitude des extensomètres étant insuffisante.

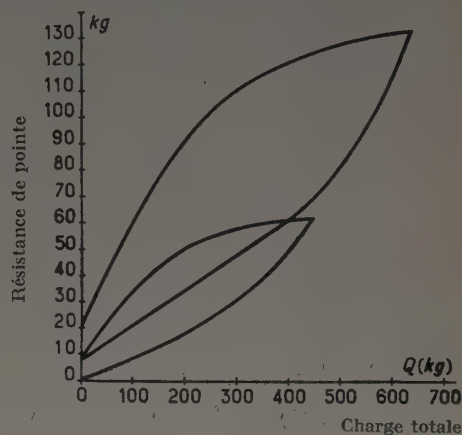


FIG. 4. — Résistance de pointe.

Des courbes analogues ont été trouvées avec des pieux de 100 et 135 cm; mais — pour la même charge — le rapport de la résistance de pointe à la charge totale était supérieur à celui trouvé dans l'essai avec un pieu de 170 cm.

La figure 5 donne la valeur et la répartition du frottement latéral le long du pieu qui croît avec la profondeur jusqu'à un maximum

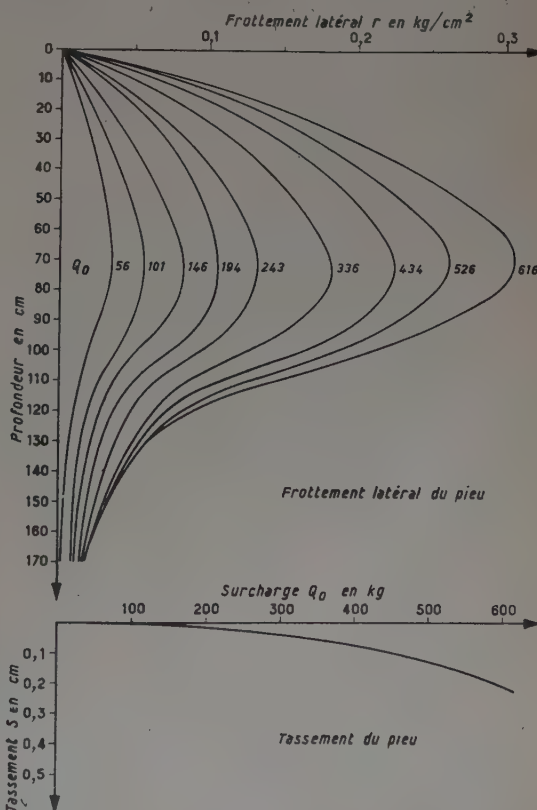


FIG. 5. — Frottement latéral du pieu et tassement du pieu.

et diminue ensuite jusqu'à la base du pieu. Le maximum a été trouvé approximativement à la même profondeur pour toutes les charges. Pour des pieux de plus grandes longueurs les maxima se trouvent plus profondément sous la surface du sol.

Les tassements du pieu pour les charges croissantes sont donnés par la figure 6; 90 % de ces tassements sont permanents.

Dans les essais sur sable meuble, le rapport de la résistance de pointe à la charge totale est supérieur à celui trouvé avec le sable

tassé, pour les mêmes charges. Les tassements et le frottement latéral (kg/cm^2) sont supérieurs à ceux sur sable meuble.

Un essai, dans lequel un pieu de 170 cm a été alternativement chargé de 300 kg et déchargé, montre un accroissement de la résistance de pointe à chaque chargement et une diminution correspondante du frottement latéral.

D'autres résultats seront publiés dès que ces premiers essais auront été complétés et effectués avec des pieux battus.

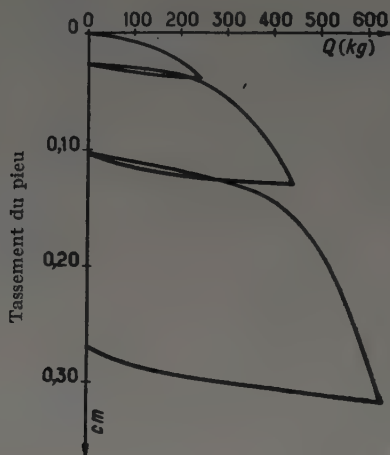


FIG. 6. — Tassement du pieu.

Longueur du pieu 170 cm.

Diamètre du pieu 6,20 cm.

DISCUSSION

LE PRÉSIDENT. — Je me fais votre interprète en remerciant le conférencier de son exposé.

M. MAYER. — J'ai été vivement intéressé par les résultats présentés, d'autant plus que nous en avons déjà trouvé d'analogues, en particulier pour le point d'inflexion des courbes de répartition du frottement latéral. D'ailleurs ils ont fait l'objet d'une communication de MM. FLORENTIN, L'HÉRITEAU, FAHRI en 1948 au Congrès de Rotterdam ⁽¹⁾. Ces essais ont été repris depuis en améliorant le dispositif et vous pourrez voir, lors de la visite de notre laboratoire, les dimensions de notre cuve d'essai et de notre pieu. Le point d'inflexion a disparu dans les essais effectués avec le nouveau dispositif où le puits est de plus grand diamètre et de plus grande profondeur. Vous trouverez les courbes correspondantes dans l'exposé de M. HABIB. Nous pensons que l'apparition des points d'inflexion est liée à un effet de paroi. Il y a là un point qu'il faudra vérifier.

⁽¹⁾ Travaux, juin 1948, p. 340.

NOTE ADDITIVE. — Dans une lettre du 10 août 1952 M. ZWECK écrivait au Secrétaire général du comité :

En ce qui concerne les résultats de mes essais, qui ont fait l'objet d'une discussion je me permets de vous faire savoir que j'ai répété les essais avec un pieu de modèle réduit, de 1 m de longueur et dans une caisse plus grande qu'auparavant ($3,20 \times 3,20$ m), et que j'ai obtenu la même forme des courbes pour les forces P_z agissant sur les sections du pieu que celle trouvée dans la petite caisse ($1,50 \times 1,50$ m) avec un pieu de 1,70 m de longueur. J'ai l'intention de vérifier ces résultats avec des pieux de longueurs supérieures et avec d'autres appareils pour mesurer les variations de longueur.

M. BUISSON. — Je rappelle que les instruments employés en Allemagne sous le nom d'appareils Maihak sont du même type que les courbes vibrantes employées depuis plus de vingt ans par M. COYNE avec le succès que l'on sait, notamment dans les barrages et les ouvrages d'art.

RECHERCHES SUR LA FORCE PORTANTE DES PIEUX

Par MEYERHOF (G. G.),

Ph. D., M. Sc. (Ing), F. G. S., A. M. I. C. E., A. M. I. Struct. E., A. M. ASCE.
(Building Research Station, D. S. I. R.)

INTRODUCTION

La force portante des fondations dépend à la fois des propriétés mécaniques du sol, des efforts qu'il a supportés antérieurement, de son état hygrométrique, des caractéristiques physiques des fondations et de la manière dont celles-ci sont mises en place.

L'auteur a donné, dans un récent mémoire ⁽¹⁾, une méthode

pour évaluer théoriquement cette force portante. Dans le présent exposé, il a procédé à la comparaison des calculs basés sur les essais de laboratoire et les essais de charge statique.

Il indique ci-dessous les principaux résultats de ces recherches en ce qui concerne les pieux.

THÉORIE DE LA RÉSISTANCE DES PIEUX

On peut considérer la force portante totale d'un pieu, Q_t , comme la somme de la résistance à l'enfoncement de sa pointe Q_p , et de la résistance de frottement superficiel Q_f .

Soit :

$$(1) \quad Q_t = Q_p + Q_f$$

$$(2) \quad = qA + S_0 F$$

où :

q : résistance unitaire de pointe;
 S_0 : frottement superficiel unitaire;
 A : surface de pointe du pieu;

et :

F : surface latérale du pieu.

Pour un matériau dont la résistance au cisaillement est donnée par la formule :

$$(3) \quad s = c + p \operatorname{tg} \varphi$$

où :

c = cohésion du sol;
 φ = angle de frottement du matériau;

et :

p = pression normale sur le plan de cisaillement;

on peut représenter la résistance unitaire de pointe pour un pieu de largeur B pénétrant à une profondeur D (fig. 1) par la formule :

$$(4) \quad q = cN_c + K_s \gamma D N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

⁽¹⁾ MEYERHOF (G. G.), Force portante des fondations (The ultimate bearing capacity of foundations). *Géotechnique*, 1951, vol. 2, p. 301.

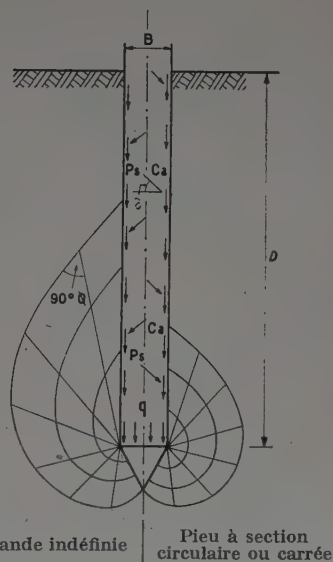


FIG. 1. — Zones plastiques à la base des fondations profondes.

où :

γ = poids spécifique du matériau;
 K_s = coefficient de pression du terrain sur le fût dans la zone de rupture près de la pointe;
 N_c , N_q et N_γ sont les facteurs ou coefficients de force portante qui dépendent surtout de φ et du rapport d'enfoncement D/B .

RÉSUMÉ

L'exposé donne une synthèse des principaux résultats de recherches récentes sur la force portante des pieux. Une méthode théorique est présentée pour évaluer la force portante d'un sol homogène ayant un frottement interne. La force portante des pieux dans l'argile, dans le sable et dans le gravier est obtenue à l'aide d'essais en laboratoire et sur le terrain. Les pieux dans le sol stratifié et les groupes de pieux sont brièvement étudiés.

SUMMARY

The paper summarises the main results of recent research on the bearing capacity of piles. A theoretical method is given for estimating the bearing capacity of a uniform material with internal friction. The bearing capacity of piles in clay in sand and in gravel is outlined in the light of laboratory and field evidence. Piles in stratified soil and pile groups are briefly considered.

Quand D/B est grand, on peut négliger le dernier terme de l'équation (4) et écrire :

$$(5) \quad q = cN_c + K_s \gamma D N_q$$

où N_c et N_q sont les facteurs correspondant à une fondation profonde. La figure 2 les donne pour des pieux carrés ou circulaires et pour les valeurs courantes de φ .

On peut représenter le frottement unitaire S_0 par :

$$(6) \quad S_0 = C_a + P_s \sin \delta$$

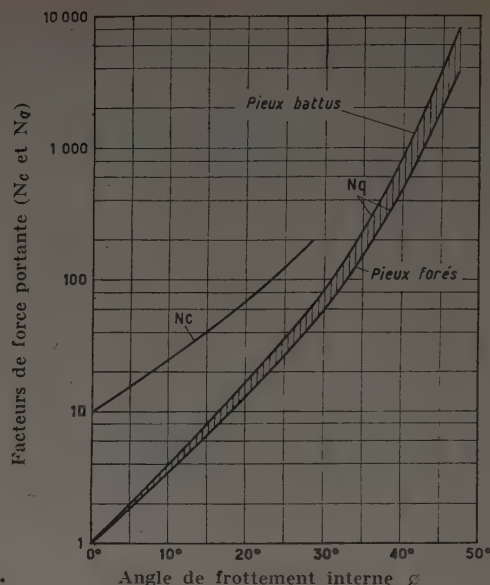
où :

C_a = adhérence unitaire;
 P_s = pression unitaire du terrain sur le fût

$$(7) \quad = \frac{K_s \gamma D}{2 \cos \delta}$$

avec δ = angle de frottement sur la surface du pieu et K_s = coefficient de frottement moyen du terrain sur le fût entier.

FIG. 2. — Facteurs de force portante pour des pieux circulaires ou carrés.



FORCE PORTANTE DES PIEUX DANS L'ARGILE

Pour un matériau uniquement cohérent $\varphi = 0$.

On tire la résistance unitaire de pointe de l'équation (5), d'où :

$$(8) \quad q = 9,5c + \gamma D$$

car, pour l'argile, N_c est compris entre 9 et 10 d'après la théorie plastique, les essais en laboratoire et sur le terrain (1) :

$$N_q = 1 \text{ et } K_s \text{ avoisine } 1.$$

Dans l'équation (8) :

c = résistance au cisaillement de l'argile au voisinage de la pointe du pieu.

De plus, $\delta = 0$ et ainsi si on tire le frottement unitaire S_0 de l'équation (6), on a :

$$(9) \quad S_0 = C_a,$$

valeur qui dépend de la façon dont est enfoncé le pieu et des qualités du sol.

Pour un pieu foré sur place et coulé dans un forage à la cuiller, sans chemisage, l'eau provenant du béton amollit le sol le long du pieu et le frottement superficiel correspondra à celui de l'argile parfaitement détrempeée sous surcharge nulle.

Ce ramollissement de l'argile est spécialement important pour l'argile dure qui ne retrouve aucune résistance notable avant un an environ. Si on moule un pieu foré dans un tubage qu'on ôte par la suite, la précontrainte du sol diminue le gonflement de l'argile et empêche son ramollissement complet; la valeur de l'adhérence dépend donc du mode de fabrication du pieu. A la limite supérieure $C_a = c$ si on laisse en place le coffrage, comme dans le cas des pieux battus.

Pour les pieux battus, l'adhérence superficielle, juste après battage, correspond à la cohésion de l'argile complètement remaniée, sans changement de teneur en eau; la réduction de la résistance au cisaillement est surtout importante dans le cas des argiles dites sensibles. Toutefois, après quelques mois, l'adhérence se reconstitue et dépasse parfois la valeur de la résistance au cisaillement primitive, à cause du durcissement et de la consolidation de l'argile.

Pour un pieu battu dans une argile « non sensible », l'adhérence unitaire $C_a = c$ avec une limite supérieure d'environ 1 t/pied carré (environ 1 kg/cm²).

En général, la force portante des pieux dans l'argile est due surtout au frottement latéral; la résistance de pointe est relativement faible et souvent négligeable. La force portante dynamique n'a aucun rapport avec la résistance statique dont on vient de parler.

RÉSISTANCE DES PIEUX DANS LE SABLE ET LE GRAVIER

Pour ces matériaux sans cohésion $C = 0$ de sorte que d'après l'équation (5) la résistance de pointe sera :

$$(10) \quad q = K_s \gamma D N_q.$$

Ce dernier coefficient est donné par la figure 2. Des essais de laboratoire et sur le terrain montrent que le coefficient K_s de pression du terrain sur le fût, au voisinage de la pointe varie de 1/2 environ en terrain meuble à 1 environ dans un sol dense. On peut à peu près le trouver d'après le frottement de la région inférieure (2 à 4 B) du tube de sonde des essais au pénétromètre à cône.

En outre, $C_a = 0$, de sorte que le frottement unitaire (extrait des équations (6) et (7)) est de :

$$(11) \quad S_0 = \frac{K_s \gamma D}{2} \operatorname{tg} \delta.$$

Or le coefficient moyen de pression du terrain $\overline{K_s}$ sur toute la longueur du fût varie entre 0,5 et 1 K_s ; on peut en déduire à peu près la valeur de la pression moyenne qui s'exerce le long du tube d'un pénétromètre.

A cause de la difficulté et des frais qu'entraînerait le prélèvement d'échantillons intacts de sol sans cohésion, il est souvent préférable d'extrapoler directement les résultats des essais d'enfoncement au cône. On prendra pour valeur de q la résistance (minimum) unitaire du cône au niveau de base, et pour celle de S_0 le frottement unitaire moyen du tube.

Mais pour des enfoncements faibles ($\frac{D}{B} < 10$) de pieux dans un

(1) MEYERHOF (G. G.), voir page précédente : (1).
 SKEMPTON (A. W.), Force portante des argiles (The bearing capacity of clays), *Proceedings Building Research Congress*, 1951, vol. 1 p. 180.

sol sans cohésion, cette méthode manque de sécurité, car le diamètre de la pointe joue dans ce cas un rôle considérable. Mieux vaut alors extrapoler, en déduisant ϕ et K_s des relevés de résistance et de frottement du cône de sondage, comme on l'a indiqué plus haut, et en employant ces valeurs au moyen des coefficients N_q et N_γ pour la valeur de D/B considérée (équation (4) avec $C = 0$).

Si le niveau aquifère du sol se trouve au-dessus de la pointe du pieu d'une quantité h/D , la force portante totale (somme de la résistance de pointe et de celle de frottement) sera diminuée

par l'application d'un coefficient de : $1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right) \frac{h}{D}$ où γ' est le poids spécifique du sol submergé.

La position de la nappe d'eau au-dessous de la pointe du pieu n'affecte pas la résistance.

En général, la force portante des pieux dans le sable et le gravier est surtout due à la résistance de pointe; le frottement latéral peut être fréquemment négligé. La force portante dynamique peut dans une certaine mesure servir de guide pour avoir la résistance statique.

FORCE PORTANTE DES PIEUX EN SOL STRATIFIÉ ET RÉSISTANCE DES GROUPES DE PIEUX

On peut considérer la résistance au frottement latéral d'un pieu enfoncé dans un sol stratifié comme la somme des frottements de chacune des couches successives, estimés comme il a déjà été dit d'après la longueur du pieu dans chacune de ces couches. La résistance de la pointe est surtout déterminée par la couche où se trouve celle-ci. La résistance unitaire de pointe dans l'argile est donnée par l'équation (8), pourvu que la base de la pointe pénètre au moins de $2B$ dans l'argile. Pour des pénétrations plus faibles, le coefficient N_c diminue presque linéairement jusqu'aux $2/3$ de sa valeur à la surface de la couche d'argile.

De même la résistance unitaire de la pointe dans un sol sans cohésion est donnée par l'équation (10) en mesurant la surcharge effective au niveau de la base, pourvu que la pointe pénètre au moins de $10B$ dans le matériau sans cohésion. Pour des pénétrations inférieures, on utilisera les coefficients N_q et N_γ qui correspondent à la pénétration réelle en les introduisant dans l'équation (4) et en faisant $C = 0$.

La force portante totale d'un groupe de pieux est soit :

$$(12) \quad Q_g = \Sigma Q_i \text{ des pieux isolés}$$

soit :

$$(13) \quad Q_g = q_g A_g + S_g F_g;$$

en prenant la plus faible des deux valeurs.

On a :

q_g : résistance unitaire de base de l'ensemble (pieux plus sol intermédiaire);

S_g : frottement moyen de la surface latérale de l'ensemble;

A_g : section de la base de l'ensemble (surface des pointes plus sol intermédiaire);

F_g : surface du périmètre de l'ensemble.

On peut trouver la résistance unitaire de base, comme on l'a dit plus haut, en se servant de la largeur de tout l'ensemble B_g et en utilisant les coefficients appropriés de résistance. On aura la moyenne du frottement superficiel au moyen de S_g pris sur le périmètre des pieux, et au moyen de S sur le sol intermédiaire.

Si le terrain est stratifié, en couches, on détermine q_g et S_g de la même façon. Quand l'écartement entre les axes des pieux d'un groupe dépasse quatre fois la largeur de la pointe, la force portante totale dépend en général des résistances de chaque pieu pris isolément.

Quand une fondation repose sur un certain nombre de groupes de pieux, la force portante d'ensemble de cette fondation est de :

$$(14) \quad Q_b = \Sigma Q_g \text{ des groupes isolés}$$

ou bien :

$$(15) \quad Q_b = q_b L + 2S_b (B + L) D$$

en prenant la plus faible de ces deux valeurs.

Dans ces expressions, on a :

q_b : résistance unitaire de base de l'ensemble de la fondation;

S_b : moyenne du frottement de surface du pourtour de l'ensemble de la fondation;

B : largeur de la fondation;

L : sa longueur.

On déterminera la résistance unitaire de base et la moyenne du frottement superficiel comme on l'a indiqué pour les groupes de pieux.

CONCLUSION

Il est aisé d'évaluer la force portante de chaque pieu considéré isolément et des groupes de pieux dans l'argile, en partant de la théorie de la résistance et d'une bonne connaissance des propriétés du sol. Pour les pieux qui sont dans un sol sans cohésion, il sera souvent plus commode d'extrapoler les résultats des essais de sol par sondage au cône, soit directement, soit par l'intermédiaire de la théorie.

Dans les endroits délicats, ou dans les cas où on a besoin d'un grand nombre de pieux, on conseille, comme vérification des calculs d'évaluation, de faire des essais de charge sur le terrain. En pratique, on prend généralement un coefficient de sécurité de 3, par rapport à la force portante, en vue de déterminer la charge maximum des fondations.

M. LE PRÉSIDENT. — Quelqu'un demande-t-il la parole après l'exposé de M. MEYERHOF ?

M. SKEMPTON. — J'ai été assez surpris de constater au cours de la discussion d'hier, qu'un certain nombre d'auditeurs ne paraissaient pas habitués à la notion que pour des fondations profondes dans l'argile, on pouvait obtenir la force portante en multipliant la cohésion par un coefficient approximativement égal à 9.

En me plaçant dans le cas des argiles, je prends l'hypothèse où ϕ est nul, où il n'y a pas de consolidation, et où la pression interstitielle ne se

dissipe pas. Dans le cas des fondations superficielles, le coefficient par lequel il convient de multiplier la cohésion approche de 5 ou 6, 5 dans le cas du rectangle allongé, 6 dans le cas du carré ou du cercle, la première solution étant due à PRANDTL, la deuxième à M. MEYERHOF.

Remerciements.

Les travaux exposés ici font partie du programme de recherches du Comité Britannique de Recherches du Bâtiment (Building Research Board) dépendant du Service des Recherches Scientifiques et Industrielles (Department of Scientific and Industrial Research). Le présent mémoire est publié avec l'autorisation de son Directeur.

DISCUSSION

En 1948, M. BISHOP, à mon laboratoire, a fait une série d'essais de poinçonnement d'une surface rectangulaire à l'intérieur d'une argile, et il a constaté qu'à partir d'une profondeur de l'ordre de cinq fois le diamètre, le coefficient pouvait être évalué à 9 ou un peu plus.

Depuis, nous avons fait des études théoriques et pratiques, tant à mon laboratoire qu'au Building Research Station. Le docteur G. WILSON

a également fait des essais sur modèle de grande dimension, ainsi que des études théoriques sur le même sujet. Dès ce moment là, nous nous sommes rendu compte que, dans le cas de fondations circulaires ou de pieux, le coefficient de majoration avait une valeur de l'ordre de 9, et qu'au contraire, dans le cas de bandes rectangulaires ou de murs, il était égal à 7,5.

Nous avons étudié la question au point de vue théorique. Nous ne sommes pas arrivés à une seule théorie, mais à plusieurs. La première, basée sur l'élasticité, a été établie par M. WILSON et il arrive à un coefficient de l'ordre de 8,5. Une autre théorie, celle de M. MEYERHOF, est basée sur la plasticité, et arrive au coefficient de 9,5. Une troisième, basée sur des phénomènes élasto-plastiques, a été étudiée par M. GIBSON. Les résultats sont fonction de l'élasticité du matériau. Pour les valeurs habituelles de module d'élasticité rencontré dans les argiles, le coefficient de majoration est compris entre 8,5 et 9,5.

J'ai fait l'analyse de cinq essais complets en vraie grandeur : ces essais m'ont conduit à la constatation que l'expérience délimitait le coefficient entre les deux valeurs extrêmes de 10 au maximum et 9 au minimum. Le coefficient de 9 ne s'applique que lorsque ϕ est nul, c'est-à-dire lorsqu'il n'y a dans le terrain, de haut en bas, aucune réduction de la pression interstitielle. Lorsqu'on fait un essai de pénétration en profondeur, il y a toujours une réduction de la pression interstitielle et dans ces conditions le chiffre est légèrement supérieur à 9.

Il en est de même au laboratoire : dans tous les essais, il faut faire extrêmement attention d'éviter toute réduction de la pression interstitielle.

En Angleterre, les faits que je viens de vous exposer sont établis d'une manière certaine, et ils ont été exposés par moi-même dans un rapport présenté au Building Research Congress de 1951, et par un rapport du Dr. MEYERHOF paru dans *Géotechnique* de décembre 1951.

M. MEYERHOF. — Je remercie beaucoup M. SKEMPTON de cette précision.

M. JOSSELIN DE JONG. — Après les théories exposées par M. MEYERHOF en ce qui concerne la formation de zones plastiques dans le sable, je voudrais vous indiquer la conception que nous avons développée d'après les résultats des essais sur pieux modèle réduit en Hollande, dont M. GEUZE a rendu compte, le 7 juillet.

Au cours de ces essais, nous avions enregistré la résistance à la pointe d'une façon continue, c'est-à-dire millimètre par millimètre.

Le résultat était obtenu sous forme de courbes continues d'allure sensiblement sinusoïdale. A cause de la répétition de ces oscillations aux mêmes profondeurs pour des essais à faible profondeur, on s'est rendu compte qu'elles provenaient de couches de sables superposées et que ce n'était pas le hasard ou des galettes qui les avaient engendrées.

La résistance augmente à mesure que la pointe pénètre dans la couche, elle atteint un maximum puis diminue quand le cône s'approche de la surface inférieure de la couche.

Pendant ce temps, les états de contraintes autour de la pointe changent en s'adaptant à la direction dans laquelle le sable est refoulé le plus facilement.

Les formules classiques PRANDTL-BUISMAN et leurs extensions par M. CAQUOT et M. MEYERHOF ne décrivent que le refoulement du sable vers le haut. Il nous faudrait cependant une théorie générale qui donnerait les états de contrainte dans n'importe quelle direction de refoulement.

Autour de l'extrémité du pieu se trouvent deux régions, une région plastique et une région élastique. L'état de contraintes dans ces régions est déterminée par des équations différentielles qui peuvent être intégrées exclusivement dans le cas où l'on connaît les conditions aux limites.

Les surfaces limites comprennent :

- 1° La pointe et le fût du pieu;
- 2° La surface de transition de la zone plastique à la zone élastique;
- 3° La surface qui enveloppe la couche de sable et qui peut s'étendre en certains cas jusqu'à l'infini.

Par le changement des conditions aux limites sur ces surfaces et surtout sur la surface enveloppant la couche, on peut obtenir les différents cas de refoulement du sable vers le haut à proximité du bord supérieur de la couche, vers le bas au bord inférieur, et dans le sens horizontal au milieu de la couche.

Ce qui nous intéresse surtout est le maximum que la résistance peut atteindre; ce sont principalement les contraintes à l'infini, qui représentent les conditions limites pour la zone élastique, qui déterminent ce maximum. On peut aussi utiliser, ce qui revient au même, les contraintes existantes dans le massif non sollicité, c'est-à-dire la pré-contrainte du sable pour déterminer le maximum auquel on puisse aboutir.

Maintenant, il faut reconnaître que la détermination de la pré-contrainte du sable dans le terrain est extrêmement difficile et qu'aucune solution pratique n'a été trouvée.

Alors, on se demande pourquoi faire tous ces détours. Il y a le prélèvement d'échantillons intacts, les essais mécaniques sur ces échantillons au laboratoire, l'établissement de calculs compliqués et leur contrôle au moyen d'essais fastidieux au laboratoire et, cependant, un facteur prépondérant est condamné à rester ignoré.

C'est par surcroît de curiosité qu'on cherche à savoir comment le mécanisme des contraintes se manifeste, mais, il faut considérer comme faiblesse humaine de céder à cette curiosité qui, vraisemblablement, n'aboutira qu'à des résultats stériles.

Pour les ingénieurs, c'est la force portante des pieux qui est prépondérante et l'étude économique du problème est celle des essais sur pieux modèles réduits dans le terrain où l'on fait varier les facteurs nécessaires. Pour les cas pratiques, les essais en modèles réduits sur le terrain, en tenant compte de l'influence de l'échelle, permettent de déterminer les données dont on a besoin.

M. MEYERHOF. — Merci pour votre communication. Nous avons aussi observé ces variations de la résistance des pieux, s'ils sont enfoncés au vérin parce que les zones plastiques et élastiques se modifient dans ce poinçonnement. La théorie dont je vous ai parlé est basée sur un pieu foré; le pieu est mis en place et les zones sont fixes dans l'espace. En conséquence les résultats sont approximatifs pour le cas d'un poinçonnement. Néanmoins il y a des essais sur le terrain et en laboratoire qui concordent avec cette théorie; c'est très bien, mais je comprends que la concordance soit un peu hasardeuse.

Je suis heureux que vous ayez étudié le problème théorique pour améliorer la théorie antérieure qui consistait à utiliser le changement complet des zones plastiques et élasto-plastiques. C'est la méthode que l'on utilise aussi dans la théorie des métaux ductiles où $\phi = 0$. Nous n'avons pas obtenu la solution correspondante pour le sol. C'est seulement pour le cas de $\phi = 0$ qu'il était possible d'obtenir une solution et M. SKEMPTON a indiqué que les différentes solutions de ces problèmes concordent suffisamment dans la pratique.

En résumé, je pense que, pour le cas du sable et du gravier, les théories présentées ici donnent des valeurs approximatives suffisantes pour l'ingénieur; mais, il serait nécessaire d'aboutir à une meilleure solution pour satisfaire les mathématiciens et les ingénieurs qui recherchent la précision théorique.

M. CAQUOT. — Je voudrais dire un mot pour appuyer ce que vient de dire M. MEYERHOF. Il y a à peu près identité entre la théorie des métaux plastiques et la théorie que nous étudions. L'argile représente le type de ce que j'ai appelé, il y a déjà une quarantaine d'années, des semi-liquides, c'est-à-dire les corps comme l'acier doux, comme l'aluminium, comme le cuivre pur, qui sont caractérisés par ce fait que, dans un système triaxial la différence entre les contraintes principales est constante. Ces métaux, sans frottement interne, caractérisés par une cohésion, sont les métaux purs. Dès qu'avec ces métaux vous formez un alliage quelconque, ce n'est plus vrai. Lorsque vous cherchez à durcir les corps par une adjonction d'une matière différente le frottement interne s'introduit.

Lorsque vous mettez du carbone dans l'acier (l'acier doux au départ est un corps qui a un frottement nul) les frottements augmentent en raison de la quantité de carbone. Tous les alliages ont donc pour but de produire un frottement interne. Dans la fonte, il est particulièrement élevé.

La courbe intrinsèque peut se définir par le rapport entre la résistance à la compression simple et la résistance à la traction simple. Ce rapport est égal à 1 dans les métaux et il peut varier jusqu'à plus de 100 dans certains alliages. Dans nos études le fait que la présence de l'eau modifie le frottement interne, que cette eau n'est pas indissolublement liée, et que, souvent, elle fait varier la pression interstitielle, complique le phénomène. Nous avons ainsi un facteur de plus à examiner, ce qui rend le problème de la mécanique des sols encore plus compliqué que le problème des métaux.

LES PIEUX DE FONDATION EN NORVÈGE

Par L. BJERRUM, de « l'Institut Norvégien de Géotechnique ».

Les problèmes de fondation rencontrés en Norvège sont posés en général par l'existence de dépôts alluvionnaires épais d'argile molle et sensible au remaniement. Dans les parties méridionales et orientales de la Norvège, où se trouve concentrée la majeure partie de l'industrie, l'épaisseur de ces dépôts est extrêmement variable. A titre d'exemple, on peut signaler que, dans le centre d'Oslo, on a construit il y a quelques années un immeuble occupé par des bureaux, dont un angle put reposer directement sur un massif rocheux, tandis qu'on a dû appuyer l'angle opposé sur des pieux d'acier longs de plus de 50 m (SKAVEN-HAUG, 1946).

Ainsi conditionnés par la nature du sous-sol, les pieux de fondation sont employés en Norvège sur une grande échelle. On préfère généralement utiliser des pieux en bois, en raison de leur prix inférieur. Aux endroits où l'argile est en couche assez épaisse, les pieux sont souvent assemblés entre eux et entés pour accroître leur longueur.

Une autre solution au problème des fondations qui a été utilisée sur une grande échelle en Norvège depuis 1931, consiste à utiliser des pieux d'acier. Des profilés en H et même de minces barres d'acier servent de pieux et sont enfoncés, de manière à atteindre le rocher à travers 30 à 50 m d'argile molle. Les pieux de ce type sont généralement chargés à 800 kg/cm², et s'ils sont enfoncés bien verticalement, on considère qu'ils sont à l'abri du flambage, même dans de l'argile très molle.

Quelques expériences malheureuses faites entre 1930 et 1940 avec des pieux coulés sur place ont montré que cette méthode nécessite des précautions spéciales quand on l'utilise avec des argiles molles et sensibles au renouvellement et, au cours des quinze dernières années, on n'a utilisé aucun pieu coulé sur place.

Dans ces conditions, les questions relatives à la mise en place des pieux présentent un grand intérêt pour la Norvège. Il en résulte qu'un des plus importants problèmes qui se posent aux ingé-

nieurs norvégiens, est la question de la force portante des pieux dans les argiles molles et très sensibles au remaniement et qu'un problème encore plus important est la mise en place de groupes de pieux. Dans le but de faire ressortir les difficultés rencontrées dans l'estimation de la charge de sécurité des pieux, on peut mentionner que, immédiatement après le fonçage de pieux dans des « argiles fluides » la force portante peut être presque nulle; il est même souvent, nécessaire de charger les pieux en bois au cours du battage, pour éviter qu'ils ne remontent vers le haut par la sous-pression exercée par l'argile liquéfiée. Mais, malgré cela, la force portante d'un pieu de ce genre peut arriver à dépasser 20 t quelques semaines après le fonçage.

Quand l'Institut Norvégien de Géotechnique fut créé l'automne dernier, il eut rapidement à s'occuper du problème de l'estimation de la force portante des pieux enfoncés dans l'argile. Il paraissait tout à fait raisonnable d'admettre que le frottement superficiel sur la surface latérale du pieu soit égal à la résistance de l'argile naturelle au cisaillement si l'argile n'est pas sensible au remaniement. Mais dans le cas d'argiles possédant une sensibilité de 20 ou 30 par exemple, on est loin d'être sûr que le frottement superficiel soit égal à la résistance propre de l'argile naturelle au cisaillement.

Dans le but d'obtenir une base provisoire pouvant servir à l'estimation des forces portantes dans l'argile, l'Institut a interprété un certain nombre de résultats d'expériences relatives au chargement de pieux en bois, recueillis par l'Ingénieur en Chef du Service Géotechnique des Chemins de Fer de l'État Norvégien, M. Sv. SKAVEN-HAUG. Les données de M. SKAVEN-HAUG relatives aux pieux concernent plus de trente essais finnois, suédois et norvégiens de mise sous charge en des emplacements où le terrain avait été étudié. Les valeurs de la résistance au cisaillement, connues à partir des recherches effectuées aux emplacements en

RÉSUMÉ

Les problèmes de fondation rencontrés en Norvège sont posés en général par l'existence de dépôts alluvionnaires épais d'argile molle et sensible au remaniement.

Les fondations par pieux sont en conséquence réalisées sur une grande échelle. On préfère généralement employer les pieux en bois, mais on utilise également beaucoup les pieux en acier. Des profilés H et même des ronds de faible diamètre sont enfoncés jusqu'au rocher à travers 30 à 50 m d'argile molle et chargés à 800 kg/cm².

Pour illustrer les difficultés rencontrées dans l'estimation de la charge de sécurité des pieux dans l'argile sensible au remaniement, on peut signaler qu'immédiatement après le fonçage dans l'argile fluide la force portante peut être presque nulle; il est même souvent nécessaire de charger les pieux en bois au cours du battage pour éviter qu'ils ne remontent sous l'effet de la sous-pression exercée par l'argile liquéfiée. Mais malgré cela la force portante d'un tel pieu peut arriver à dépasser 20 t quelques semaines après le fonçage.

Dans le but de fixer une base provisoire d'estimation des forces portantes des pieux dans l'argile, l'Institut Norvégien de Géotechnique a dépouillé un certain nombre d'essais de chargement sur pieux en bois recueillis par l'Ingénieur en Chef du Département Géotechnique des Chemins de Fer de l'État Norvégien M. Sv. SKAVEN-HAUG. Les données recueillies concernent plus de trente essais de chargement finnois, suédois et norvégiens.

Les résultats du dépouillement sont réunis dans un graphique donnant le frottement latéral en fonction de la résistance moyenne du sol au cisaillement et dans un tableau.

On peut tirer de ces résultats l'importante conclusion que la valeur du frottement latéral des pieux essayés est voisine de la résistance propre au cisaillement de l'argile. Cette conclusion paraît valable aussi bien pour les argiles sensibles que pour celles qui ne le sont pas.

SUMMARY

The foundation problems met with in Norway are commonly related to the deep deposits of alluvial soft and sensitive clay.

Pile foundations are, consequently, used to a great extent. Generally timber piles are preferred, but also steel piles are extensively used. H-profiles and even thin steel rods are driven down to rock through 98-164 ft of soft clay and loaded with 11 378 lb/sq. ft.

In order to demonstrate the difficulties met with in estimating the safe load on piles in sensitive clay, it can be mentioned that immediately after the driving in the « quick-clay », the bearing capacity can be almost zero; often it is even necessary to load timber piles during the driving in order to prevent them being pressed up by uplift in the liquid clay. But in spite of this the bearing capacity of such a pile may have increased to more than 20 t some weeks after the driving.

In order to get a provisional basis for a judgment of the bearing capacities of piles in clay the Norwegian Geotechnical Institute has made an interpretation of a number of loading tests with timber piles collected by the chief engineer at the Geotechnical Department of the State Railways, M. Sv. SKAVEN-HAUG. The pile data includes more than thirty Finnish, Swedish and Norwegian pile loading tests.

The results of this interpretation are plotted in a graph showing the average natural shear strength as abscissa and the skin friction as ordinate.

From the tabulated values and the graphical plot the important conclusion may be drawn that the skin friction of the investigated piles approximates the natural strength of the clay. This finding seems to hold good for sensitive and not sensitive clays.

question, sont déterminées à partir d'essais au cône sur des échantillons non remaniés. En première approximation ces valeurs peuvent être utiles, parce que la relation entre les résultats des essais au cône et ceux des essais de compression simple est bien connue dans le cas des argiles scandinaves.

Les résultats de cette interprétation sont indiqués dans le tableau ci-dessous et sur la figure 1. Le tableau comporte les dimensions des pieux et des données relatives à leurs essais de

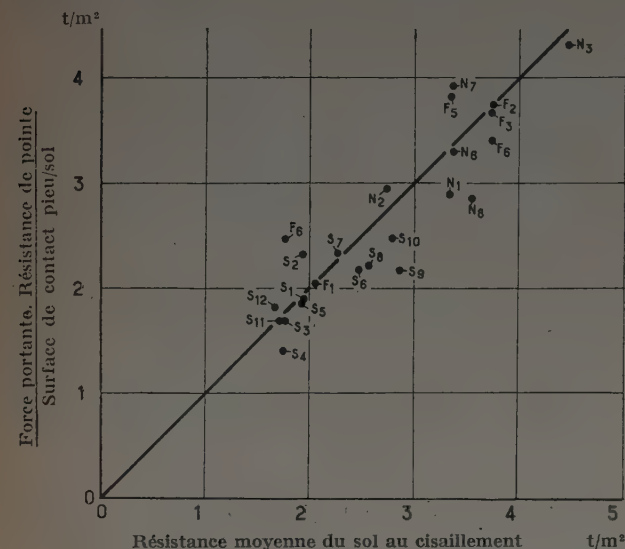


FIG. 1.

mise en charge. Le calcul de la résistance à l'extrémité inférieure est basé sur l'hypothèse que la force portante de la pointe est égale à neuf fois la résistance au cisaillement de l'argile. On calcule, à partir de la valeur ainsi trouvée le coefficient de frottement superficiel sur la surface latérale du pieu et le résultat est indiqué dans le tableau. On indique, en outre, dans ce dernier, la valeur moyenne de la résistance au cisaillement de l'argile naturelle, ainsi que sa sensibilité. On a calculé, dans la dernière colonne, le rapport du coefficient de frottement superficiel à la résistance de l'argile naturelle au cisaillement.

On a représenté sur la figure 1 les résultats de cette interprétation sous la forme d'une courbe en portant en abscisses, la résistance de l'argile naturelle au cisaillement, et, en ordonnées, le coefficient de frottement superficiel. On peut tirer des chiffres du tableau et de la courbe tracée, l'importante conclusion que la valeur du frottement superficiel est voisine de celle de la résistance propre au cisaillement de l'argile. La valeur moyenne du rapport du frottement superficiel à la résistance propre au cisaillement est de 0,98, ce qui signifie que le frottement superficiel est, en moyenne, inférieur de 2 % à la résistance au cisaillement de l'argile non remaniée. Ce résultat paraît valable aussi bien pour les argiles sensibles que pour celles qui ne le sont pas.

Jusqu'à ce que l'on ait recueilli un nombre suffisant de résultats d'essais de pieux pour lesquels le sol aura été étudié par des méthodes plus complètes, on pourra admettre que les résultats fournis par l'interprétation ci-dessus apportent une aide précieuse dans l'estimation de la force portante des pieux enfoncés dans l'argile.

BIBLIOGRAPHIE

Sv. SKAVEN-HAUG, Skjaerfasthetsforsök med leire. Medd. fra Norges Statsbaner nr. 6, Oslo, 1931.

Sv. SKAVEN-HAUG, Svevende peleverkers bæreevne og staalpeler til fjell. Geoteknik, Dansk Ingeniørforening, København, 1946.

A. W. SKEMPTON, Bearing capacity and foundation on clay, Building Research Congress, London 1951.

PIEU n°	PAYS-EMPLACEMENT	RENSEIGNEMENTS SUR LES PIEUX			ESSAIS DE CHARGEMENT				ESSAIS DE LABORATOIRE		
		Longueur d'enfoncement l	Diamètre de la pointe d_p	Surface de contact avec le sol A_s	Durée entre le battage et l'essai	Résistance finale Q_d	Résistance de pointe calculée $Q_p = 9s \frac{d^2 p}{4}$	$\frac{Q_d - Q_p}{A} = s_r$	Résistance au cisaillement s	Sensibilité S_i	$\frac{s_r}{s}$
		m	m	m²	jours	t	t	t/m²	t/m²		
N ₁	Norvège, Drammen ..	11,9	0,18	9,1	210	27,0	0,7	2,89	3,37	8,3	0,86
N ₂	— Sandefjord ..	10,0	0,16	6,6	24	20,0	0,5	2,95	2,75	5,7	1,07
N ₃	— Ulvesund ...	9,4	0,20	7,4	21	33,0	1,3	4,29	4,48	4,4	0,96
N ₄	— Kristiansand.	12,7	0,17	9,1	102	34,0	0,7	3,29	3,43	114	0,97
N ₅	— —	14,7	0,17	11,6	166	46,0	0,7	3,91	3,43	114	1,14
N ₆	— —	11,7	0,17	9,2	150	27,0	0,7	2,86	3,54	89	0,81
S ₁	Suède, Sävenäs	16,7	0,14	11,5		22,0	0,3	1,89	1,95	17	0,97
S ₂	— —	17,6	0,15	12,7		30,0	0,4	2,33	1,95	17	1,19
S ₃	— —	15,0	0,14	9,5		16,0	0,3	1,66	1,75	19,3	0,95
S ₄	— —	15,0	0,17	12,6		18,0	0,4	1,40	1,75	19,3	0,80
S ₅	— —	15,5	0,15	11,6		22,0	0,3	1,87	1,93	12,9	0,97
S ₆	— Gothenburg ...	36,3	0,17	31,9		70,0	0,5	2,18	2,48	5,4	0,88
S ₇	— —	24,7	0,19	20,0	20	47,0	0,6	2,32	2,27	10,0	1,02
S ₈	— —	30,6	0,16	22,9	21	51,0	0,5	2,21	2,57	9,5	0,86
S ₉	— —	26,6	0,17	25,2	8	55,0	0,6	2,16	2,88	9,6	0,75
S ₁₀	— —	21,2	0,17	22,1	240	55,0	0,6	2,47	2,81	8,3	0,88
S ₁₁	— Underås	16,4	0,20	12,1	23	21,0	0,5	1,69	1,73	9,6	0,98
S ₁₂	— —	22,3	0,20	16,8	23	31,0	0,5	1,82	1,68	10,5	1,08
F ₁	Finlande, Vanda.....	16,0	0,16	11,5	17	24,0	0,4	2,05	2,07	7,7	0,99
F ₂	— Björneberg ..	16,4	0,16	11,6	30	44,0	0,7	3,73	3,75	5,1	1,00
F ₃	— —	15,9	0,16	11,3	25	42,0	0,7	3,67	3,75	5,1	0,98
F ₄	— —	15,6	0,16	11,0	22	38,0	0,7	3,39	3,75	5,1	0,91
F ₅	— —	15,1	0,16	9,5	28	37,0	0,7	3,82	3,36	5,2	1,14
F ₆	— Helsingfors ..	14,9	0,17	11,2	13	28,0	0,4	2,46	1,78	5,9	1,38

N₁ : Pas d'échantillon entre 5 et 7 m à partir du sol, probablement une couche de sable.

N₂ : Pas de renseignement sur le sol pour des profondeurs supérieures à 8,5 m.

S₁ — S₁₂ : Pieux composés assemblés base à base.

F₁ : Pas de renseignement sur le sol pour des profondeurs supérieures à 12,0 m.

F₂ : Valeurs de s incertaines.

REMARQUES SUR LE POINÇONNEMENT CONTINU DES SABLES ET GRAVIERS

Par R. L'HERMINIER,

Ancien élève de l'École Polytechnique, Chef du Service Sol et Fondations des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

I. — INTRODUCTION

Depuis quelques années, les essais hollandais de pénétration au cône ont pris un développement considérable en Europe Occidentale.

Ils permettent de réaliser un poinçonnement continu du sol et de mesurer séparément l'effort en pointe et le frottement latéral.

Les remarques qui suivent sont relatives au poinçonnement continu des sables et graviers. Elles concernent non seulement les essais de pénétration effectués *in situ* dans des matériaux de cette nature, mais également ceux réalisés aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, à l'aide d'un pieu modèle réduit muni d'extensomètres, bien qu'un essai de poinçonnement continu soit particulièrement délicat avec cet appareil, les lectures devant être faites « au vol » [F] (1).

Les résultats obtenus expérimentalement ne peuvent s'expliquer, par application des formules usuelles, sans adopter un angle de frottement interne particulier pour l'effort en pointe et un

autre pour le frottement latéral, le premier nettement supérieur et le deuxième nettement inférieur à l'angle de frottement interne du milieu, mesuré au Laboratoire par un essai direct.

Avec le sable de Fontainebleau, par exemple, on est conduit à prendre pour le frottement latéral un angle de 26°, pour l'effort en pointe un angle de 48 à 49°, alors qu'un essai direct à l'appareil triaxial donne 36°.

Nous nous proposons d'examiner si une telle dispersion est absolument indispensable pour expliquer les résultats d'expérience, ou si, tout au contraire, il ne serait pas possible de calculer la force portante des pieux en milieu pulvérulent à l'aide d'un seul angle de frottement interne. Nous donnerons ensuite quelques exemples d'application des formules établies. Enfin, nous terminerons par un aperçu des premiers résultats obtenus au Laboratoire dans la recherche des courbes de glissement pendant le poinçonnement.

II. — FORMULES DE POINÇONNEMENT

L'angle de frottement interne relatif à l'effort en pointe est généralement calculé à l'aide de la formule :

$$p = \omega h_0 S_2 S'_2,$$

où :

p est la pression de poinçonnement sous la pointe, mesurée directement;

ω est la densité apparente du milieu pulvérulent;

h_0 est la fiche;

S_2 et S'_2 sont deux fonctions de l'angle de frottement interne φ (C. — page 273 et suivantes).

L'application de cette formule conduit à l'adoption d'un angle de frottement interne très élevé (48 à 49° pour le sable de Fontainebleau).

Cette méthode de calcul suppose qu'il n'y a pas interdépendance de la résistance en pointe et du frottement latéral. L'accroissement de l'angle de frottement interne serait dans ce cas uniquement dû à l'augmentation de compacité du milieu.

Il est également possible d'interpréter les résultats expérimentaux, donnés par un poinçonnement continu, à l'aide d'un seul angle de frottement, tant pour la résistance en pointe que pour le frottement latéral, sous réserve toutefois de considérer le frottement latéral comme une surcharge, s'exerçant sur le milieu pulvérulent le long du fût et s'ajoutant au poids des terres pour accroître

(1) Voir Bibliographie.

RÉSUMÉ

Les résultats de poinçonnement continu des sables et graviers obtenus expérimentalement ont été jusqu'ici interprétés par application des formules usuelles, en adoptant deux angles de frottement interne différents, l'un pour le frottement latéral, l'autre pour l'effort de pointe.

Il est également possible d'interpréter les résultats expérimentaux d'un poinçonnement continu, à l'aide d'un seul angle de frottement, en tenant compte du chargement du sol sous la pointe par les charges transmises par frottement latéral.

Cette action serait prépondérante dès que la longueur de fiche du pieu dépasse 6 fois le diamètre dans le cas du sable de Fontainebleau.

L'angle unique donnant cette concordance est inférieur à celui du laboratoire.

Les essais semblent montrer que les lignes de glissement se retournent bien au-dessus de la pointe et atteignent la surface latérale du pieu.

SUMMARY

The results of continuous indentation of sands and gravels obtained experimentally have been interpreted until now by applying the customary formulas, by adopting two different angles of internal friction, one for skin friction, the other for stress at toe.

It is also possible to interpret the experimental results of continuous indentation by means of a single angle of friction, taking into account the loading of soil under the toe by loads transmitted by skin friction.

This action would become preponderant as soon as the length of the pile drive exceeds 6 times the diameter in the case of Fontainebleau sand.

The single angle giving this concordance is smaller than the laboratory one.

The tests seem to show that the slip lines turn back well above the toe and reach the lateral surface of the pile.

Quel que soit l'exemple choisi, le même problème se pose chaque fois : que doit-on prendre pour angle de frottement interne ?

L'essai de pénétration au cône donne à chaque niveau la valeur du frottement latéral ⁽¹⁾, dont on peut déduire un angle de frottement interne φ_s par application des tables de butée.

Et cet angle φ_s , introduit dans les formules que nous avons établies, permet de retrouver l'effort en pointe avec une approximation satisfaisante, comme on s'en rend compte à la lecture de l'annexe B.

Or, le frottement latéral ne produit autour du pieu qu'un glissement limité à un anneau cylindrique assez mince.

Si l'on remarque que le coefficient de butée b , figurant dans les formules proposées, est calculé à l'aide des tables de butée, qui sont établies en supposant l'équilibre limite réalisé dans toute la masse du milieu pulvérulent, on peut donner à l'angle φ_s la définition suivante :

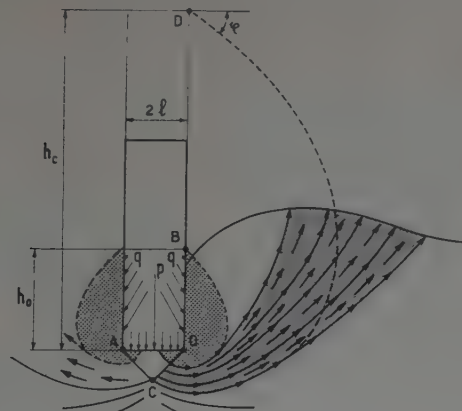
IV. — DÉTERMINATION EXPÉRIMENTALE DES COURBES DE GLISSEMENT

Une boîte en plexiglas est remplie de sable de Fontainebleau vibré.

Ce sable est constitué par un mélange homogène de grains naturels et de grains identiques à ces derniers, mais préalablement colorés en noir pour donner plus de netteté aux épreuves photographiques.

Une planche, faisant office de mur, épaisse de 1 cm et de même largeur que la boîte, est placée perpendiculairement aux grandes faces transparentes, après avoir été enduite de sable fixé à la colle cellulosique.

Le dispositif est photographié au cours du poinçonnement, la



Hauteur critique : $h_c = l \cdot k(\varphi)$.

Pression sous la pointe (pression moyenne) :

$$\frac{p}{\lambda \omega h_0} = \mu S_2 S'_2 + b \frac{R(\varphi) h_c}{k(\varphi) 2l} \quad (2B)$$

avec :

b = coefficient de butée (frottement latéral);

S_2 et S'_2 = fonctions de φ définies par M. CAQUOT :

$$R(\varphi) = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\left(\frac{5\pi}{2} - \varphi \right) \operatorname{tg} \varphi}$$

$$k(\varphi) = \frac{e^{\left(\frac{5\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi}}{\cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

λ : coefficient sans dimension de majoration triaxiale;

μ : coefficient sans dimension inférieur à l'unité.

FIG. 2. — Écoulement plastique pour une longueur de fiche h inférieure à la hauteur critique h_c .

(1) Le fût est supposé rugueux.

L'angle de frottement interne, à porter dans les formules de poinçonnement, est l'angle d'un milieu pulvérulent fictif, qui par glissement général de butée, donne le même frottement latéral que le milieu réel pour lequel le glissement reste localisé autour du pieu.

Cet angle φ_s , calculé à l'aide du frottement latéral, convient pour déterminer l'effort en pointe, parce que l'équilibre limite de butée, dû à la pointe, ne se produit également que dans une partie restreinte de sa zone théorique d'influence partie distincte d'ailleurs de celle relative au frottement latéral.

Pour le sable de Fontainebleau, $\varphi_s = 26^\circ$, alors qu'un essai direct au triaxial donne 36° .

$$\text{Or } \operatorname{tg} 26^\circ = \frac{2}{3} \operatorname{tg} 36^\circ.$$

On retrouve ainsi la loi de réduction de l'angle de frottement, préconisée par le professeur TERZAGHI, dans le cas d'un glissement localisé (1).

durée de chaque pose étant de l'ordre de 1 mn. Les zones d'écoulement apparaissent sur le cliché sous formes de traînées floues, alors que les grains de sable, qui demeurent immobiles, conservent toute leur netteté.

La figure 2 résume les résultats obtenus pour un poinçonnement superficiel. Lorsque la fiche du mur croît de 0 à 7 ou 8 diamètres, trois lignes de glissement apparaissent successivement jusqu'à la surface libre. Le phénomène observé ne présente pas un caractère continu. Les trois lignes de rupture se forment l'une après l'autre et brutalement. Il semble que chaque rupture soit séparée de la précédente par une mise en compression du milieu pulvérulent. L'écoulement du sable entre deux courbes de glissement (zone légèrement ombrée sur la figure 2) correspond à une détente et à une diminution de la compacité qui réduit l'angle de frottement interne apparent, bien que les pressions mesurées sous la pointe soient importantes.

Nous avons teinté sur la figure 2 la zone couverte par le bulbe réduit théorique dont la hauteur est égale à la fiche. En réalité, on n'observe pas la partie de courbe de glissement en pointillé, mais seulement la partie inférieure en trait plein.

L'écoulement du sable s'effectue vers la surface libre entre la partie inférieure du bulbe réduit qui limite la zone des fortes pressions et la courbe de grand glissement qui s'est formée la dernière.

Lorsque la fiche tend vers la hauteur critique, le bulbe réduit tend vers le bulbe normal défini précédemment, dont la partie inférieure se confond avec la partie inférieure de la dernière courbe de grand glissement qui atteint la surface libre. L'étrangement situé entre le bulbe réduit et la courbe de grand glissement, par lequel s'effectuait antérieurement l'écoulement du sable, se ferme et l'écoulement vers la surface libre s'arrête définitivement, lorsque la pression exercée par le bulbe sur la dernière courbe de grand glissement est suffisante.

Cet arrêt se constate effectivement pour une fiche de 7 à 8 diamètres, alors que la hauteur critique théorique est de 6 diamètres environ pour le sable de Fontainebleau.

La figure 3 donne l'allure générale d'ailleurs classique des courbes de glissement pour une fiche très faible.

Sur la figure 4, on observe déjà un jet de sable qui s'écarte nettement des faces latérales du mur.

La figure 5 concerne le même sable légèrement humide. La hauteur de fiche critique est un peu dépassée, et on voit nettement à gauche les trois courbes de glissement qui ne sont pas refermées. L'écoulement du sable ne s'effectue plus jusqu'à la surface libre.

Lorsque le mur est mis en place dans le sable à une profondeur supérieure à la profondeur critique, aucun phénomène particulier n'apparaît en surface.

Les lignes de glissement se produisent sous la pointe et remontent au niveau de cette dernière comme l'indique la figure 6. Elles demeurent localisées à l'intérieur d'un volume assez restreint.

Les figures 7 et 8 illustrent cet état de choses. On a également dessiné sur le croquis de la figure 7 la zone en équilibre plastique relative au frottement latéral. L'épaisseur de cette zone ne dépasse pas 2 mm pour un mur de 1 cm de largeur.

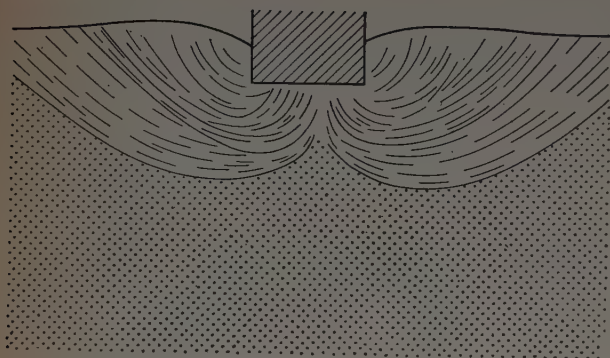
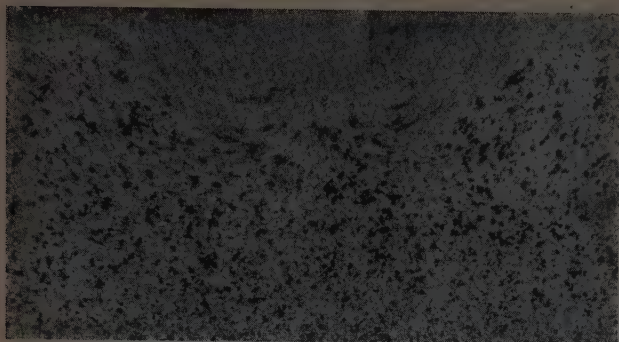


FIG. 3.

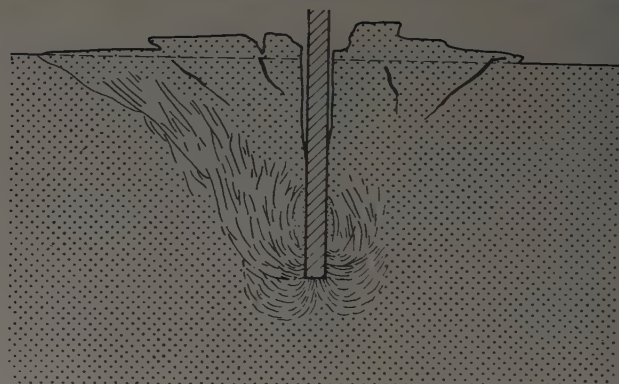


FIG. 5.

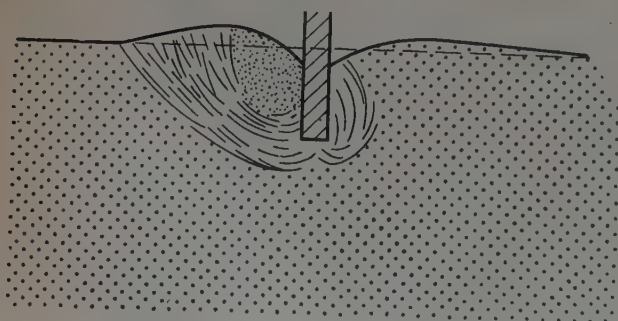
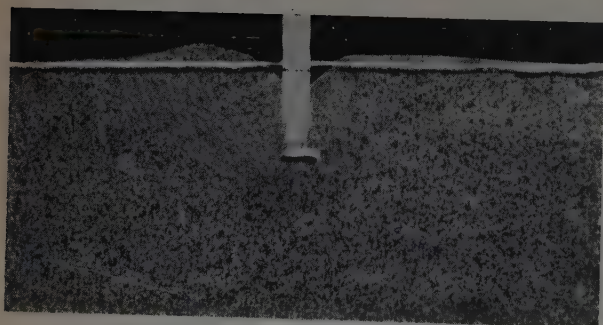
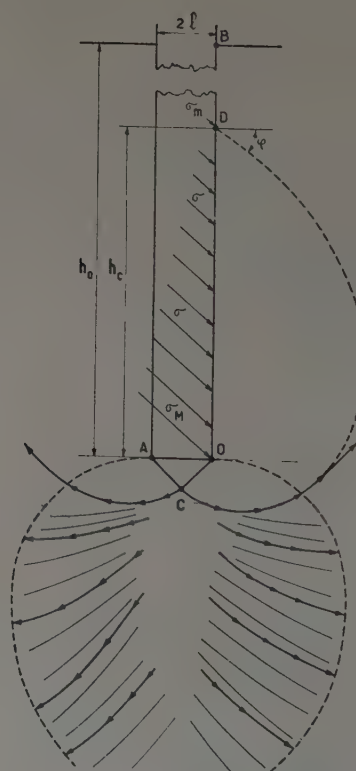


FIG. 4.



Hauteur critique :

$$h_c = l \times K(\varphi).$$

Pression sous la pointe p
(pression moyenne) :

$$\frac{p}{\lambda \omega h_0} = \mu' S_1 S_2 + b \left(1 - \frac{h_c}{2h_0} \right) R(\varphi).$$

b = coefficient de butée
(frott. latéral).

$S_1 S_2$ = fonctions de φ définies par M. CAQUOT.

$$R(\varphi) = \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\left(\frac{5\pi}{2} - \varphi \right) \tan \varphi}$$

$$K(\varphi) = \frac{e^{\left(\frac{5\pi}{2} - \varphi \right) \tan \varphi}}{\cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

λ = coefficient de majoration triaxiale.

μ' = coefficient sans dimension inférieur à l'unité.

FIG. 6. — Écoulement plastique pour une longueur de fiche h_0 supérieure à la hauteur critique h_c .

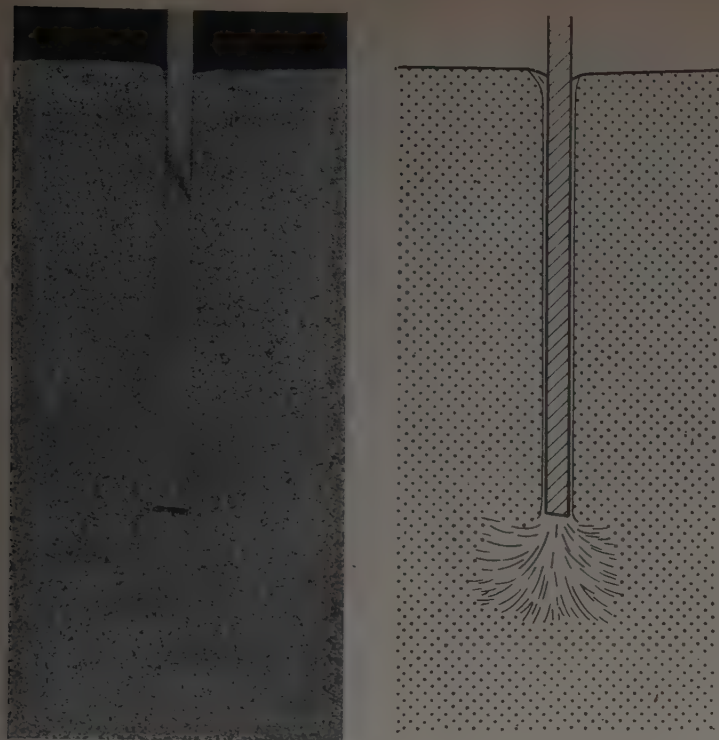


FIG. 7.

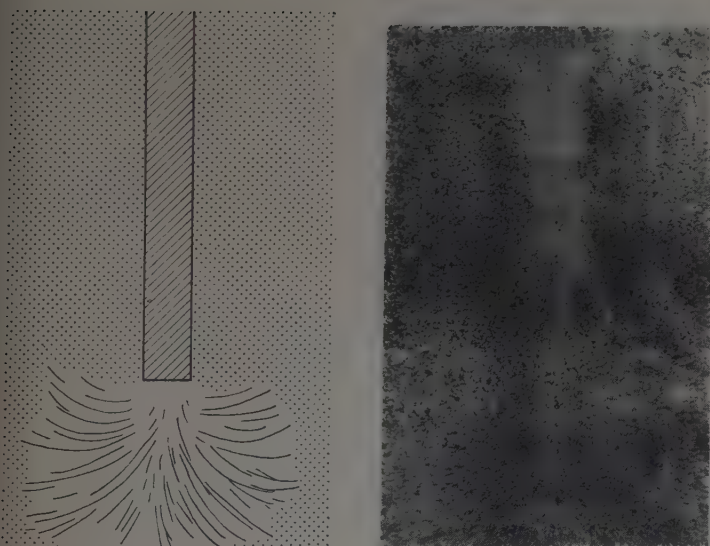


FIG. 8.

Il est vraisemblable qu'à grande profondeur, comme en surface, le milieu pulvérulent intéressé par le glissement passe par des phases alternées de mise en compression et de détente : peut-être, faut-il voir là l'explication des diagrammes en dents de scie (fig. 9 et 10) que donnent les essais de pénétration. On

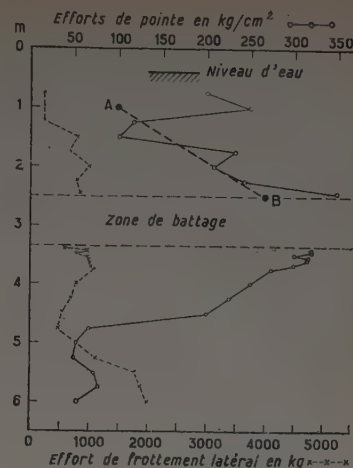


FIG. 9. — Localité : Rennes.
Surface du pénétromètre 15 cm²;
Périmètre du tube 13,8 cm.

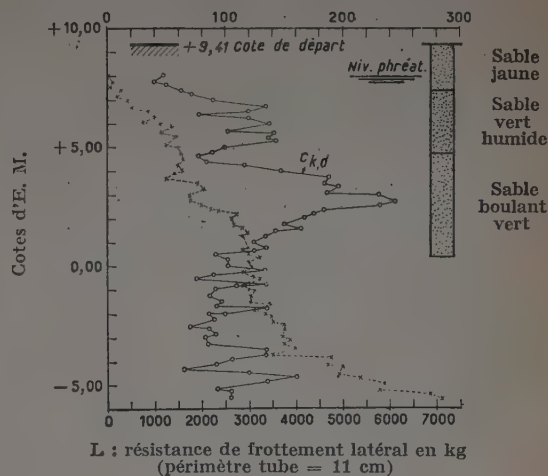


FIG. 10. — Essai de pénétration de Gentbrugge.

peut remarquer à ce sujet que les valeurs calculées à l'aide des formules de poinçonnement proposées semblent se situer au voisinage de la courbe enveloppe des dents de scie, correspondant aux pressions minima enregistrées.

V. — CONCLUSION

Les développements qui précèdent donnent un aperçu du mécanisme de poinçonnement des sables et graviers.

Ils permettent, en outre, de calculer l'angle de frottement *in situ* φ_s , à partir d'un essai de pénétration au cône.

Dans les sables et graviers, et lorsque la fiche dépasse un certain nombre de diamètres (25 par exemple), ce qui est le cas avec l'appareil à cône, on peut adopter la formule simplifiée :

$$p = \lambda \omega h_0 b_s R (\varphi_s).$$

Le tableau suivant donne les valeurs numériques du produit $b_s R (\varphi_s)$ et de l'angle φ (essai direct de laboratoire); en fonction de l'angle φ_s (*in situ*).

φ_s	10°	12°	14°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°
$b_s \cdot R(\varphi_s)$	7,6	11,5	17,6	27,1	42,1	66	105	168	274	454	766
φ	15°	18°	20,5°	23°	26°	28,5°	31°	34°	36°	39°	41°

Les chiffres qui précèdent supposent la paroi du fût parfaitement rugueuse.

Si le fût est lisse, le produit $b_s R(\varphi_s)$ a une valeur réduite. On pourra dans ce cas, et en première approximation écrire :

$$p = \omega h_0 b_s R(\varphi_s)$$

en utilisant le tableau ci-dessus, et en posant $\lambda = 1$.

ANNEXE A

MASSIF DE FONDATION EN MILIEU PULVÉRULENT NON PESANT HOMOGÈNE ET INDÉFINI

Cas d'un mur de longueur infinie. (Problème plan.)

Détermination de la charge de rupture dans l'hypothèse où les faces verticales du mur exercent une pression sur le milieu pulvérulent.

I. — Fondation profonde :

a) Cas d'une pression uniforme σ , d'obliquité α , sur le mur OB (fig. 1).

Lorsque la charge unitaire de poinçonnement q est atteinte, la courbe de plus grand glissement se compose :

- D'un segment de droite AC, incliné de l'angle $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ sur la base OA du mur (équilibre inférieur de Rankine);
- D'un arc CE de spirale logarithmique;
- D'un segment de droite ED, incliné de l'angle $\left(\frac{\pi}{2} - \varphi - \delta\right)$ ou $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \frac{\gamma_0 - \alpha}{2}\right)$ sur le nu du mur OB.

Soit σ_φ la contrainte sur le plan OE de premier glissement. Le cercle de Mohr, relatif à l'équilibre supérieur de Rankine dans le dièdre BOE (fig. 11) donne la relation :

$$(1) \quad \sigma_\varphi = \sigma_0 \frac{\sin \gamma_0 \cos \varphi}{\sin (\gamma_0 - \alpha)}$$

Si $\alpha = 0$ (cas d'un mur à paroi parfaitement lisse) :

$$\sigma_\varphi = \sigma_0 \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \sigma_0 \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Si $\alpha = \varphi$ (cas d'un mur parfaitement rugueux) :

$$(2) \quad \sigma_\varphi = \sigma_0$$

La contrainte sur le plan OC est :

$$\sigma_{oc} = \frac{q}{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

comme il serait facile de le vérifier en traçant le cercle de Mohr relatif à l'équilibre inférieur de Rankine dans le dièdre AOC.

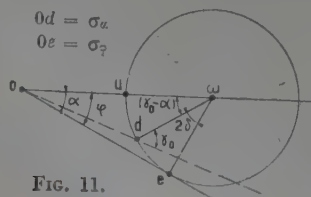


FIG. 11.

D'autre part, en écrivant que le moment par rapport au point O des forces appliquées le long du circuit fermé OC — spirale — EO est nul, nous obtenons :

$$\frac{q}{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \overline{OC}^2 = \sigma_\varphi \overline{OE}^2$$

avec :

$$\overline{OC} = \frac{l}{\cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$\overline{OE} = \overline{OC} e^{\varepsilon \operatorname{tg} \varphi}$$

On déduit des égalités précédentes :

$$q = \sigma_\varphi \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{2\varepsilon \operatorname{tg} \varphi}$$

$$\overline{OE} = l \frac{e^{\varepsilon \operatorname{tg} \varphi}}{\cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

D'autre part, dans le triangle ODE :

$$\frac{\overline{OD}}{\cos \varphi} = \frac{\overline{OE}}{\cos (\delta + \varphi)}$$

On obtient en définitive, en remplaçant ε et δ par leurs valeurs :

$$\varepsilon = \pi + \frac{\gamma_0 - \alpha}{2}$$

$$\delta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \frac{\gamma_0 - \alpha}{2}$$

$$\overline{OD} = 2l \frac{\sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \frac{\gamma_0 - \alpha}{2} \right)} e^{\left(\pi + \frac{\gamma_0 - \alpha}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi}$$

Soit $h_c = \overline{OD}$ la hauteur du bulbe de plus grand glissement et posons :

$$(3) \quad K(\alpha, \varphi) = 2 \frac{\sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \frac{\gamma_0 - \alpha}{2} \right)} e^{\left(\pi + \frac{\gamma_0 - \alpha}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi}$$

Nous avons :

$$(4) \quad h_c = K(\alpha, \varphi) l$$

Lorsque la surface du mur est parfaitement rugueuse ($\alpha = \varphi$), les formules (3) et (4) deviennent :

$$(5) \quad K(\varphi) = \frac{e^{\left(\frac{5\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi}}{\cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

3

— Si $h_0 \geq h_c$. D'après l'équation (15) :

$$\frac{q}{ah_0} = R(\alpha, \varphi) \left(1 - \frac{\frac{h_c}{4l}}{\frac{h_0}{2l}} \right)$$

et d'après l'équation (4) :

$$(24) \quad \frac{q}{ah_0} = R(\alpha, \varphi) \left[1 - \frac{k(\alpha, \varphi)}{4} \frac{1}{\frac{h_0}{2l}} \right]$$

ANNEXE B. — APPLICATIONS

Cas d'un pieu circulaire en milieu pulvérulent.

La résistance p en pointe peut être considérée comme la somme de trois termes :

— La résistance propre de surface, négligeable dans le cas d'un pieu;

— La résistance q_1 due à la charge des terrains latéraux au-dessus de la fondation :

$$q_1 = \varpi h_0 S_2 S'_2$$

où :

ϖ est la densité apparente du milieu, h_0 la fiche; S_2 et S'_2 sont deux fonctions de l'angle φ définies par M. CAQUOT.

— La résistance q due à la pression exercée par le fût du pieu sur le milieu pulvérulent. Cette résistance q fait l'objet de l'annexe A :

$$(21 a) \quad q = \frac{ah_0^2}{2l}, \quad \frac{R(\alpha, \varphi)}{K(\alpha, \varphi)}$$

si $h_0 < h_c$, h_c étant la hauteur critique.

$$(15 a) \quad q = ah_0 \left(1 - \frac{h_c}{2h_0} \right) R(\alpha, \varphi).$$

si $h_0 \geq h_c$.

Dans ces dernières formules, la pression σ sur le fût est :

$$(12 a) \quad \sigma = ah.$$

Cette pression est égale à la contrainte de frottement latéral

$$ah = \varpi bh.$$

b étant la contrainte de butée s'exerçant sur le fût à l'unité de distance de la surface libre :

$$(1 b) \quad a = \varpi b.$$

D'autre part, les formules donnant les valeurs de q et de q_1 ont été établies dans l'hypothèse d'un système plan, alors que le pieu est relatif à un système à trois dimensions, pour lequel intervient un coefficient λ de majoration.

Nous aurons en définitive :

1° $h_0 < h_c$:

$$(2 b) \quad p = \lambda \left[\varpi h_0 S_2 S'_2 + \varpi h_0 \frac{bh_0}{2l} \frac{R(\alpha, \varphi)}{K(\alpha, \varphi)} \right]$$

$$\frac{p}{\lambda \varpi h_0} = S_2 S'_2 + b \frac{R(\alpha, \varphi)}{K(\alpha, \varphi)} \frac{h_0}{2l}$$

2° $h_0 \geq h_c$:

$$(3 b) \quad \frac{p}{\lambda \varpi h_0} = S_2 S'_2 + b \left(1 - \frac{h_c}{2h_0} \right) R(\alpha, \varphi).$$

Les essais effectués au Laboratoire montrent que λ a une valeur voisine de 1,7. Nous adopterons cette valeur dans les exemples qui suivent.

(1) L'indice a indique qu'il s'agit de l'annexe A

La courbe représentative (fig. 14) est d'abord un segment de droite allant de l'origine en P, puis un arc d'hyperbole.

On voit que q/ah_0 croît rapidement de 0 à $\frac{R(\alpha, \varphi)}{2}$ lorsque la fiche h_0 croît de 0 à h_c .

Puis au-delà de la profondeur h_c , q/ah_0 croît asymptotiquement vers $R(\alpha, \varphi)$.

La profondeur h_c caractérise un changement d'allure de la courbe; nous la désignerons sous le nom de profondeur critique.

1° Pieu modèle réduit des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

Pour un poinçonnement continu dans le sable de Fontainebleau, l'angle du frottement latéral a été trouvé égal à 26°.

Nous nous proposons de calculer la valeur p de la résistance en pointe.

Les données sont les suivantes :

$$\begin{aligned} \alpha &= \varphi = 26^\circ; \\ 2l &= 0,04 \text{ m}; \\ (5 a) \quad K(\varphi) &= 11,5; \\ (6 a) \quad h_c &= 0,23; \\ (12 a) \quad R(\varphi) &= 59,2; \\ b &= 4,634 \text{ (tables de M. CAQUOT).} \end{aligned}$$

Ce pieu modèle réduit a une longueur totale de 1 m. Nous allons déterminer la valeur de p pour :

1° $h_0 = h_c$;

2° $h_0 = 0,50$;

3° $h_0 = 1 \text{ m}$.

Rappelons que $\lambda = 1,7$.

$$S_2 S'_2 = 13 \text{ pour } \varphi = 26^\circ.$$

1° $h_0 = h_c$.

$$p = \varpi h_0 255.$$

Pour retrouver la même pression, en négligeant le terme q comme il a toujours été fait jusqu'ici, il faudrait attribuer au milieu, au niveau de la pointe, un angle de frottement interne égal à 47°.

2° $h_0 = 0,50$;

$$p = \varpi h_0 380.$$

Cette pression correspondrait à un angle de frottement interne égal à 49°, si l'on se bornait à appliquer les formules classiques.

3° $h_0 = 1 \text{ m}$

$$p = \varpi h_0 435.$$

Ce résultat correspond à un angle fictif de frottement interne voisin de 49°,5.

Or, les différents essais effectués au Laboratoire sur ce pieu modèle réduit ont conduit à un angle fictif en pointe de l'ordre de 48° à 49°, par application des formules usuelles.

Les formules (2 b) et (3 b) montrent que le rapport $\frac{p}{\lambda \varpi h_0}$ est une fonction croissante de la fiche, alors que ce rapport serait constant et égal à $S_2 S'_2$ d'après les formules classiques.

Or, pour l'application de ces dernières, on prend généralement, comme angle de frottement interne, celui mesuré au Laboratoire par un essai de cisaillement. C'est ainsi que, pour le sable de Fontainebleau non vibré, un essai de cisaillement à l'appareil triaxial donne un angle de frottement égal à 36°, angle pour lequel $S_2 S'_2 = 44$.

Soit p' la pression de poinçonnement sous la pointe calculée dans ces conditions :

$$p' = \varpi h_0 44.$$

Le graphique ci-dessous donne les variations du rapport $\frac{p}{p'} = g\left(\frac{h_0}{2l}\right)$, en fonction de la hauteur de fiche exprimée en diamètres du pieu (fig. 15).

Nous indiquons également les variations de l'angle de frottement fictif sous la pointe, calculé pour un poinçonnement continu.

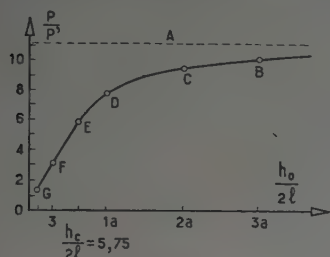
2° Cône de pénétration en profondeur. Sables et graviers de Rennes (fig. 9).

Ce deuxième exemple concerne un tout venant sablo-graveleux de 4 à 5 m d'épaisseur, extrêmement compact, noyé dans la nappe jusqu'à 0,40 m du sol naturel.

Les caractéristiques de l'essai sont les suivantes :

$h_0 = 2$ m;
 $\varpi = 1,4$ (densité immergée moyenne, compte tenu des 0,40 m non immergés);
 Périmètre du tube 0,138 m;
 Pression sous la pointe $p = 210$ kg/cm²;
 Frottement latéral : 1 000 kg.

La valeur de l'angle de frottement interne, déduite du frottement latéral est : $\varphi = 28^\circ$.



A = 11,1	($\varphi_f = 50^\circ 30'$)
B = 10	($\varphi_f = 50^\circ$)
C = 9,5	($\varphi_f = 49^\circ 30'$)
D = 7,8	($\varphi_f = 48^\circ 30'$)
E = 5,8	($\varphi_f = 47^\circ$)
F = 3,3	($\varphi_f = 44^\circ$)
G = 1,4	($\varphi_f = 38^\circ$)

FIG. 15.

Si l'on fait $\alpha = \varphi$, on obtient :

$$\begin{aligned} (5 a) \quad K(\varphi) &= 13,8; \\ (6 a) \quad h_0 &= 0,30; \\ (12 a) \quad R(\varphi) &= 83,9; \\ \sigma &= \varpi b h \text{ (avec } \varpi = 1,4; b = 5,43); \\ S_2 S'_2 &= 16 \text{ pour } \varphi = 28^\circ; \\ p &= 2\,080 \text{ t/m}^2 \text{ ou } p = 208 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

On retrouve bien la pression en pointe mesurée directement.

La droite représentative de la pression p en fonction de la profondeur, déduite de l'équation (3 b), est la droite AB de la figure 9 ($p = 1123 h_0 - 163$ en t/m²).

3° Cône de pénétration en profondeur. Sables de Gentbrugge, près de Gand (fig. 10).

Il s'agit de sables régnant sur une épaisseur de 9 m environ. Nous avons choisi les résultats d'essai à 4,40 m de profondeur. Les données sont les suivantes :

$2l = 0,035$ (périmètre du tube 0,11 m);
 $h_0 = 4,40$;
 $\varpi = 1,25$ (compte tenu de 1,40 m de sol non immergé en surface), évaluation;
 pression sous la pointe 100 kg/cm²;
 frottement latéral 1 500 kg.

Angle de frottement latéral calculé :

$$\begin{aligned} \varphi &= 21^\circ & b &= 3,22; \\ K(\varphi) &= 7,4; \\ h_0 &= 0,13; \\ R(\varphi) &= 25,8 & S_2 S'_2 &= 7,4; \end{aligned}$$

$p = 76$ kg/cm². C'est la pression que l'on observe sur le graphique pour $h_0 = 5$ m environ.

$p = 100$ kg/cm² correspond à un angle de 22° .

BIBLIOGRAPHIE

- [A] DE BEER (E.), Quelques exemples d'application des méthodes d'investigation utilisées en Belgique pour la résolution des problèmes de fondation. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, décembre 1949.
- [B] BUISSON (M.), Charges admissibles des fondations profondes, données théoriques et expérimentales. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, septembre 1950.
- [C] CAQUOT (A.) et KERISEL (J.), *Traité de Mécanique des sols*. Gauthier-Villars, 1949 (Paris).
- [D] COÛARD (A.), Détermination pratique de la charge admissible sur les semelles de fondation. Résistance en pointe et profondeur critique des pieux. *Le Génie Civil*, 1^{er} janvier 1952.
- [E] GEUZE (E. C. W. A.), Discussion de l'exposé précité de M. BUISSON.
- [F] HABIB (P.), Nouvelles recherches en mécanique du sol. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, décembre 1951.
- [G] MAYER (A.), Quelques essais récents de charge portante des pieux. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 31 mars 1947.
- [H] MEYERHOF (G. G.), The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, décembre 1951.
- [I] TERZAGHI (K.), *Mécanique théorique des sols*. Traduction française de M. M. BUISSON, Dunod, 1951.

DISCUSSION

M. MEYERHOF. — La théorie plastique est basée sur des essais sur modèle avec un matériau très dense, quasi rigide. Si l'on opère sur du sable meuble, celui-ci commence par se comprimer et il est impossible d'obtenir les déformations plastiques. C'est un problème complètement différent.

M. L'HERMINIER. — Le phénomène commence alors effectivement par un tassement très net avant l'apparition des premières lignes de glissement. Je tiens à préciser toutefois que le sable utilisé dans les essais présentés est un sable dense.

M. HABIB. — Dans ces essais, le sable a été mis en place par vibration à haute fréquence ou par choc pour le sable sec, par compactage dans le cas du sable humide; ces méthodes nous ont donné les meilleurs résultats et il paraît difficile d'obtenir une compacité beaucoup plus grande. Si la densité peut paraître relativement faible, cela tient à la granulométrie extrêmement discontinue du sable utilisé. En fait, au point de vue de la compacité, celle-ci est presque à son maximum et les photographies que vous avez vues correspondent bien à des essais effectués dans un sable dense.

M. LAZARD. — Je voudrais dire quelques mots au sujet d'essais faits en Belgique par MM. RAMELOT et VANDEPERRE, auxquels j'ai déjà fait allusion, et qui confirment très nettement certaines indications données par M. L'HERMINIER. Il s'agit d'essais de poinçonnement dans un sable très compacté. Avec des plaques de 10 ou 20 cm de côté, la profondeur critique, c'est-à-dire la profondeur au-delà de laquelle il ne se produit plus rien en surface et en-deçà de laquelle apparaissent effectivement des glissements, serait aux environs de 0,75 fois la largeur des plaques. Ces plaques étant de l'ordre de 10 à 20 cm, la profondeur critique serait dans les environs de 7,5 cm à 15 cm.

D'autre part, les Belges ont donné des formules très précises de la charge de foncement de ces plaques, soit en surface soit en profondeur. Ils ont pris en compte un phénomène physique très caractéristique, un peu différent de ceux qui ont été jusqu'à présent exposés, et qui correspond à un enfoncement brutal. C'est la question que j'avais posée à M. HABIB : qu'est-ce qu'il entendait par charge définitive des pieux ? car, en surface, les Belges ont obtenu quelque chose d'extrêmement précis et d'extrêmement brutal.

J'ai recherché si on ne pourrait pas expliquer le phénomène obtenu en tenant compte d'une compacité maximum sous ces plaques. Je suis arrivé aux résultats suivants :

Dans la formule de M. CAQUOT donnant le terme de pointe, j'ai d'abord introduit l'angle φ d'enchevêtrement maximum donné par :

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \phi$$

où ϕ représente l'angle du talus naturel du sable utilisé. Ensuite, j'ai constaté que la formule ainsi aménagée rendait bien compte des essais, tant sur plaques carrées, que sur plaques circulaires, si on la multipliait par un certain coefficient. Ce coefficient est égal : à 2 quand la plaque est en surface; à 3 quand la plaque est à une profondeur dépassant la profondeur critique (il faut ajouter les termes dus à la profondeur et au frottement latéral); compris entre 2 et 3 quand la profondeur est inférieure à la profondeur critique.

On peut donc très bien interpréter les essais belges en partant d'un point de vue légèrement différent de celui exposé par M. L'HERMINIER.

M. MANDEL. — Je voudrais demander à M. L'HERMINIER, par simple curiosité mathématique, quelle valeur il a prise pour la pression sur le fût de pieu, parce que je pense qu'il déduit la valeur de la pression sur la base de la valeur de la pression sur le fût. Comment a-t-il déterminé cette dernière ?

M. L'HERMINIER. — La pression sur le fût est déterminée en partant de sa composante tangentielle donnée par l'essai de pénétration. L'angle de frottement interne correspondant est calculé à l'aide des tables de butée.

M. MANDEL. — Vous prenez la pression de butée, et, dans ce cas, vous la reliez au terrain supérieur. Ne lui faites-vous pas jouer ensuite le rôle de poussée en suivant les lignes de glissement entre le fût et la base ? N'y a-t-il pas incompatibilité.

M. L'HERMINIER. — La difficulté est plus théorique que réelle. En fait, la zone en équilibre de butée, le long du fût, est étroite comme nos essais l'ont montré. Par conséquent, le frottement latéral exerce une surcharge à faible distance du fût sur un milieu qui demeure dans un état voisin de l'équilibre élastique. De plus, si d'une part on calcule, à l'aide des tables de butée, l'angle de frottement interne correspondant au frottement latéral, et si, d'autre part, on détermine l'angle de frottement interne qui résulte de l'application des formules proposées, en donnant :

a) A la surcharge, non la valeur $\sigma b h_0$ qui fait intervenir le coefficient de butée b , mais la valeur $\frac{\sigma}{\sin \phi}$, σ étant la contrainte tangentielle donnée par l'essai de pénétration;

b) A la pression de poinçonnement p le chiffre fourni par le même essai, on trouve sensiblement le même angle de frottement dans les deux cas.

C'est ce résultat qui nous semble très intéressant. Il ne peut s'expliquer simplement que si les deux zones du milieu pulvérisent en équilibre plastique, l'une le long du fût et l'autre sous la pointe, demeurent localisées et distinctes, ce que nos essais ont confirmé.

PHÉNOMÈNES D'ÉCOULEMENT DANS LE CAS DE FONDATIONS SUR PIEUX

Par M. Adalbert POGANY,
École Polytechnique à Cracovie.

La note ci-dessous décrit des expériences sur modèles réduits qui ont été effectuées dans un grand récipient vitré rempli de terre (fig. 1).

Les modèles des pieux sont en bois, le premier d'une seule pièce (fig. 2-3), le second en deux parties, la pointe pouvant coulisser à l'intérieur du fût (fig. 4-5).

La charge a été appliquée non sur la tête du pieu comme il est d'usage dans la pratique de la construction, mais sur la pointe par l'intermédiaire de l'élément coulissant.

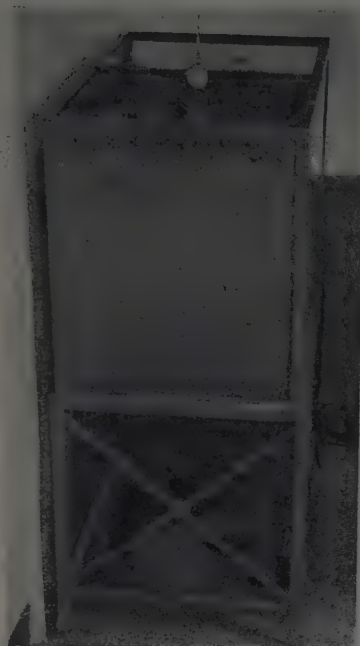


FIG. 1.



FIG. 3.

L'effet statique de ce mode de chargement est le même que dans un chargement ordinaire. Le mouvement du pieu a été mesuré à l'aide d'un appareil Zeiss. La sensibilité de la mesure et la précision de la lecture atteignent le 5/10 000 mm.



FIG. 4.

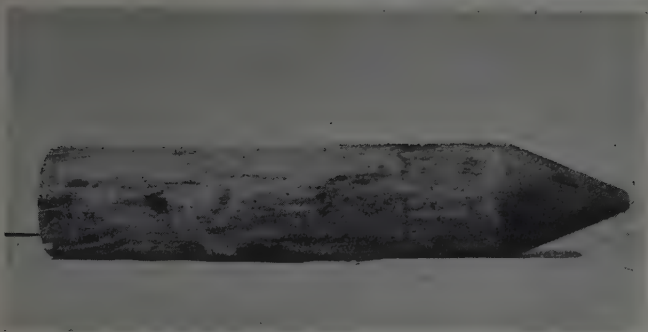


FIG. 2.

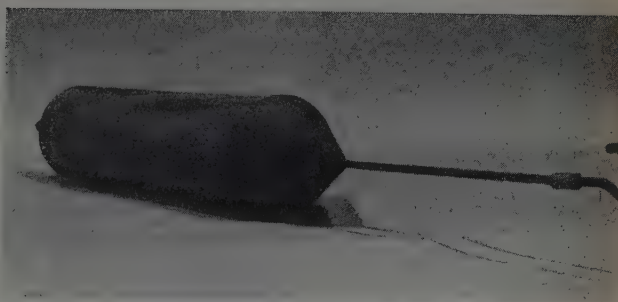


FIG. 5.

RÉSUMÉ

Les expériences décrites prouvent que les pieux de fondations chargés normalement n'atteignent pas, en principe, l'état d'équilibre et cela aussi bien dans les terrains sablonneux que dans les terrains compacts. Les résultats des mesures indiquent le caractère asymptotique de l'allure de l'écoulement ou du glissement. Ce phénomène a été constaté aussi dans des fondations sur pieux, exécutées il y a quelques mois, et étudiées avec l'aide d'un absorbomètre.

On rendit visible l'écoulement secondaire et on l'enregistra en le photographiant après pétrification.

Les images rappellent les lignes de courant bien connues de l'hydrodynamique.

SUMMARY

The experiments described prove that foundation piles loaded normally do not attain, generally, a state of equilibrium. This is as true of sandy as of compact soils. The measuring results indicate the asymptotic character of the form of flow or solide curve. This phenomenon has been noted also in pile foundations driven several months ago and studied by means of an absorbimicrometer.

The secondary flow has been made visible and has been recorded by photographing it after petrification.

The patterns obtained resemble the well-known flow lines of hydrodynamics.

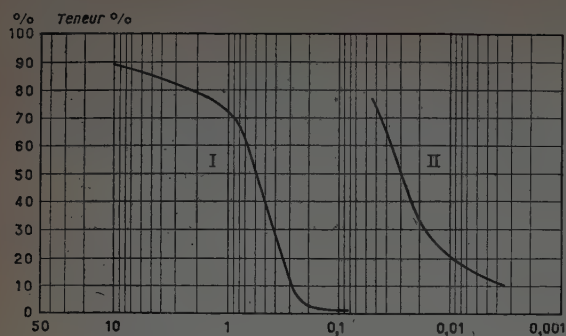


FIG. 6. — Diagramme de la composition granulométrique.

Les deux premiers essais ont été faits avec du sable à granulométrie continue dont les caractéristiques sont les suivantes (fig. 6, courbe I).

Densités apparentes.....	1,76 et 1,78
Teneur en eau.....	3,1 %, 4,2 %
Angle de frottement.....	37°30'

Le troisième essai a été fait avec une argile sablonneuse.

Densité apparente.....	1,85
Teneur en eau.....	4 %
Angle de frottement.....	30°30'
Composition granulométrique (fig. 6, courbe II).	

Pour le quatrième essai on a employé le même sol que pour le premier en se servant d'un pieu en deux parties.

Le cinquième essai a été conduit avec le même sol que pour l'essai n° 3 et avec un pieu en deux parties.

Au cours de tous ces essais on chargea le pieu jusqu'à stabilisation dans les limites de la précision d'observation.

La charge limite ne représentait, comme il résulte de ces expériences, qu'une valeur approchée de l'état d'équilibre.

On a réussi à observer qu'après un certain temps entre 24 et 48 heures, le pieu continuait à enfoncer sans aucune augmentation de charge. Jusqu'à la fin de l'expérience on observa un enfoncement ou bien un écoulement secondaire du pieu (fig. 7 à 10).

Au cours des expériences menées parallèlement avec des pieux en une ou deux pièces on a pu établir exactement de quelle manière la résistance du pieu se répartissait en résistance de pointe et résistance au frottement latéral.

Sur la base d'expériences de durée restreinte, on put constater que les pieux normalement chargés subissent en général des déformations permanentes qui rappellent le phénomène de fluage des poutres de béton armé fléchies sans que leur limite normale de résistance ne soit dépassée. En étudiant de plus anciennes fondations avec l'aide de l'absorbomètre du système P. Santorini et grâce à la grande sensibilité de cet appareil on a pu constater le fluage de ces fondations.

Au cours de la seconde partie des expériences on fixa, en photographiant les couches de sol, la forme de l'écoulement, mais seulement dans la terre sablonneuse.

On procéda de la façon suivante : du sable sec (teneur en eau environ 2 %) additionné de ciment à raison de 1/5 fut disposé en couches dans le récipient vitré décrit plus haut.

On sema entre chaque couche une teinture noire jusqu'à l'obtention d'une couche de 2 mm d'épaisseur. On fixa ensuite le pieu et on le chargea comme d'habitude. Quand son mouvement atteignit la valeur limite trouvée préalablement, on recouvrit d'eau le mélange de sable. Ce mélange ainsi durci, devenu effectivement une masse de béton, permit de fixer le mouvement. Lorsque le béton fut pris, on supprima le chargement et après durcissement, on le trancha et on photographia les divers profils (fig. 11 à 16).

D'après les clichés obtenus on peut très bien observer l'écoulement secondaire.

EXAMEN GÉOTECHNIQUE II.

COURBE	I	II
Teneur en eau (%).....	3 1/2	4
Densité apparente.....	1,76	1,85
Angle de frottement.....	37°30'	30°30'

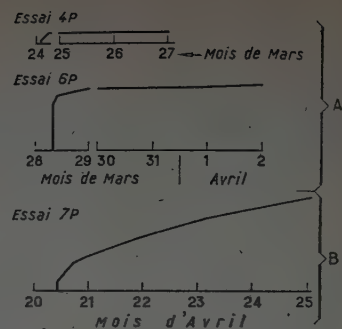


FIG. 7. — A. Diagrammes d'enfoncement dans le sable de la pointe d'un pieu en bois.

B. — Diagramme d'enfoncement dans l'argile sablonneuse de la pointe d'un pieu en bois.

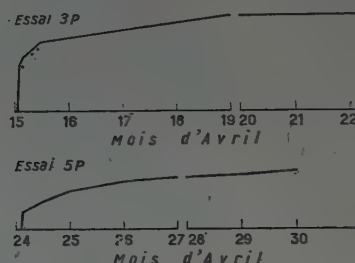


FIG. 8. — Diagramme d'enfoncement dans l'argile sablonneuse de pieux en bois.

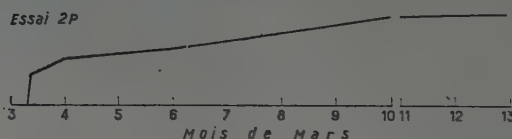


FIG. 9. — Diagramme d'enfoncement dans le sable d'un pieu en bois.

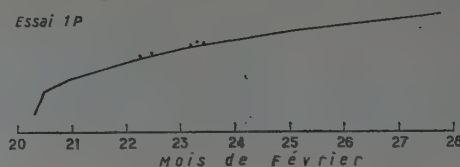


FIG. 10.

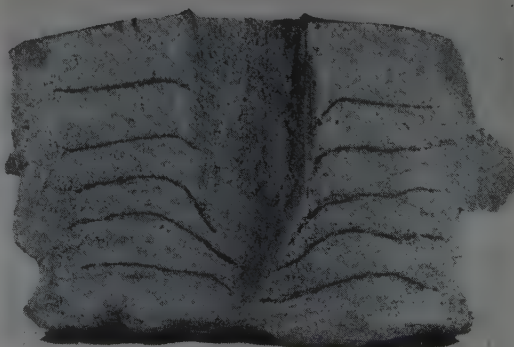


FIG. 11.

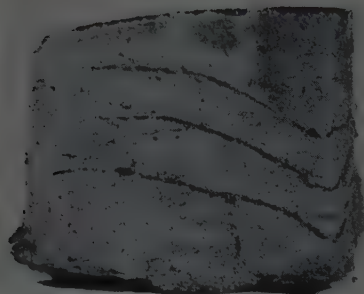


FIG. 12.



FIG. 13.

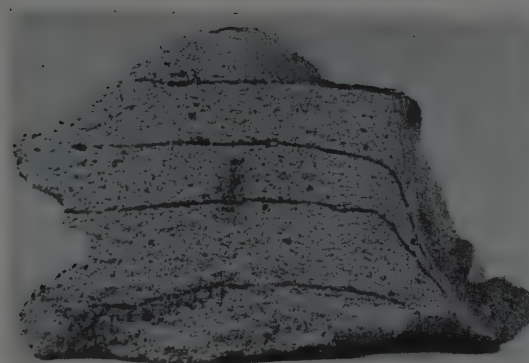


FIG. 14.

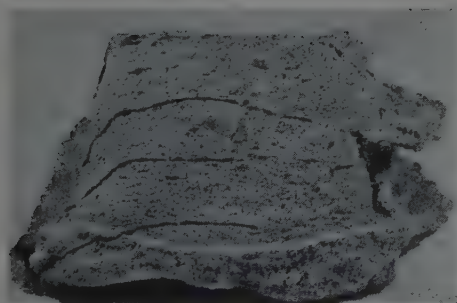


FIG. 15.

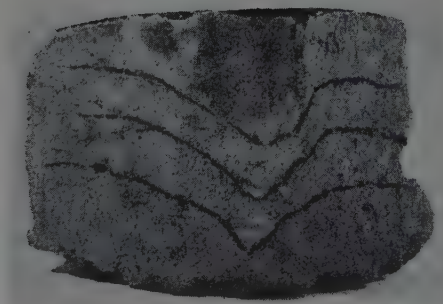


FIG. 16.

CONCLUSION DES JOURNÉES DE MÉCANIQUE DES SOLS

Par M. le Président CAQUOT.

Messieurs, les différents exposés qui ont été faits peuvent être rattachés à différentes disciplines.

Tout d'abord, nous avons eu le plaisir d'entendre que les études sur les résistances des pieux, d'après les formules théoriques de glissements à trois dimensions, s'établissaient peu à peu; nous en avons eu ici des exemples qui certainement sont les premiers exemples de théories qui vont se développer. Il y a, en effet, des différences très importantes entre les formules à deux dimensions que nous avons utilisées jusqu'à présent, faute de mieux, et les formules à trois dimensions qui s'imposent.

Nous avons eu aussi l'avantage de voir exposer des théories sur les groupes de pieux et sur l'interférence de ceux-ci en ce qui concerne les enfoncements. Toutes les études expérimentales qui nous ont été soumises ont, du reste, donné lieu à différentes interprétations d'ordre théorique.

En ce qui concerne les éléments expérimentaux, nous avons vu se développer les essais sur modèle réduit. Les essais sur modèle réduit correspondent à des réalités directement mesurables, puisque la plupart des domaines que nous explorons sont des domaines d'homothétie. Les essais sur modèle réduit ont permis d'obtenir la définition exacte des phénomènes en déterminant les lignes de glissement. La méthode la plus simple qui vous a été exposée à différentes reprises, et en particulier aujourd'hui, méthode très ancienne puisque les essais ont été faits il y a plus d'un demi-siècle, consiste à faire des essais sur le sol derrière des plaques de verre.

Si le verre n'avait pas de frottement, en plaçant un demi-pieu devant la plaque de verre et en l'enfonçant, on obtiendrait l'image méridienne du phénomène. Malheureusement, le verre intervient d'une façon très importante par son frottement. De telle sorte que les phénomènes que l'on observe à travers le verre sont des phénomènes qui peuvent être considérés comme qualitatifs mais non quantitatifs.

Il y a une méthode plus satisfaisante dont je vous ai parlé, c'est celle qui consiste à travailler en milieu pratiquement indéfini, par conséquent, dans les conditions que l'on se propose d'expérimenter, et à fixer d'une façon définitive la position des grains en fixant l'ensemble. En découpant ensuite les éléments, on peut obtenir toutes les trajectoires.

Cette méthode est très simple. Elle fonctionne bien. Elle permet d'obtenir des résultats extrêmement précis, puisqu'elle permet de définir avec exactitude les lignes de glissement. Malheureusement, les lignes de glissement se superposent, se modifient, et à chaque instant, il se développe de nouvelles lignes de glissement qui interfèrent avec les anciennes, les anciennes ayant modifié la matière même dans laquelle on opère. Vous ne pouvez pas avoir un glissement sans changement de la densité et, du fait du changement de densité, sans changements dans les coefficients en profondeur, d'autant plus que le coefficient de frottement est beaucoup plus fort sur les plans horizontaux que sur les plans verticaux.

Lorsque vous obtenez des lignes de glissement, vous troublez le phénomène. Les plans de glissement sont des plans de minimum de frottement; ils produisent une anisotropie qui est dirigée par les lignes de glissement elles-mêmes. Par conséquent, il faut tenir compte, si on veut aller un peu plus loin, de ces phénomènes modificatifs, et en particulier de l'anisotropie.

Beaucoup d'orateurs ont déterminé les forces portantes. Toutes les formules qui sont employées sont très voisines les unes des autres, et la communication de M. MEYERHOF a montré comment on pouvait obtenir de très bonnes concordances entre les faits expérimentaux et les formules qui ont une base sérieuse.

La grosse difficulté, c'est de connaître le milieu dans lequel on va opérer, c'est-à-dire de connaître le sol naturel. Nous avons deux façons de le faire. La façon ancienne consistait à faire des sondages. Je me suis élevé violemment à différentes reprises devant des sondeurs, contre ces méthodes qui consistent à découper des couches et à les appeler des sables, des argiles. Sable et argile, ce sont des mots qui couvrent une infinité de matériaux différents. Il y a même des mots comme le mot « marne » qui ne signifient rien et qui correspondent, tantôt à des roches, tantôt à des coups extrêmement mous. Il faut arriver à définir mécaniquement le sol. Pour définir mécaniquement le sol, il faut donner ses composantes de frottement et, si possible, ses composantes de déformation.

Une méthode, sur laquelle tout le monde est d'accord maintenant, qui est actuellement la meilleure, est la méthode d'origine hollandaise, de pénétration par le cône. On vous a montré aujourd'hui comment on pouvait analyser d'une façon précise les phénomènes. La pénétration par le cône a l'avantage de donner tout de suite des coefficients mécaniques. Cette méthode aura dans l'avenir, un très grand développement.

Vous vous souvenez tous qu'au Congrès de Rotterdam les ingénieurs qui ont la charge de reconstruire la ville détruite de Rotterdam, nous ont dit sur place que les essais sur cône avaient toujours été beaucoup plus précis que les essais de pieu préalables, et que la force portante était mieux définie par les essais sur cône que par les essais préalables sur pieu, qui n'étaient pas faits le plus souvent sur le matériau définitif.

Enfin, nous avons eu des formules relatives à la détermination de la résistance des pieux à partir du coefficient de battage. Il importe que le battage soit bien défini lui-même.

J'ai eu l'occasion dans ma carrière, à maintes reprises, de vérifier l'enfoncement des pieux en enlevant les casques et en étudiant le choc direct par la théorie des corps mous. On obtient toujours une précision beaucoup plus grande et on s'aperçoit que les erreurs qui sont causées par le fait qu'on interpose un casque, sont considérables. J'estime pour ma part, qu'on ne peut jamais rien déduire d'une formule de battage lorsqu'on ne retire pas le casque. J'ai battu dans ma carrière plus de 100 000 pieux, et il n'y a jamais eu aucun inconvénient à enlever le

casque. La plupart des moutons se prêtent facilement au choc direct.

A ce point de vue, la méthode qui nous a été exposée de vérification par un film est une méthode très intéressante puisqu'elle permet de savoir la quantité de mouvement du pieu au moment où il arrive et la quantité de mouvement qu'il a perdu dans le choc, puisqu'on peut évaluer aussi sa vitesse de rebondissement.

Nous avons donc fait le tour ici de très vieilles questions, et je pense que la quantité considérable de documents expérimentaux qui nous ont été donnés va être une mine pour les faire avancer encore. Je remercie donc tous les conférenciers de nous avoir apporté une telle moisson de documents.

J'aurai maintenant une prière à adresser, c'est celle que nous parlions tous le même langage scientifique. C'est la même prière que j'adressais il y a une semaine à New-York à l'ensemble des trente-trois nations qui se réunissaient pour la normalisation; il faut que les ingénieurs parlent le même langage en tant qu'ingénieurs, et que, par conséquent, lorsque l'un d'eux fait une conférence, les autres conçoivent immédiatement ce qui se passe.

J'ai lu avec plaisir qu'on a beaucoup utilisé ici les coefficients sans dimensions, et je demanderai qu'ils soient toujours employés. Par exemple il est toujours facile de prendre le rapport de longueurs. C'est ce qui a été fait dans un certain nombre de conférences en prenant comme base le rapport de la longueur au diamètre.

Si nous prenons maintenant les constantes physiques intervenant dans les phénomènes, le frottement est défini par un coefficient sans dimensions, l'angle ou la tangente de l'angle. Quand nous entendons une conférence où on nous parle du coefficient de frottement, on nous donne un chiffre. Il n'en est pas de même en ce qui concerne la cohésion. La cohésion, c'est le quotient d'une force par une surface. J'aimerais que l'on prit comme base le rapport de la contrainte de cohésion à la pression atmosphérique, ou plus exactement le bar qui est l'unité internationale des météorologistes définie en partie d'unités C. G. S., et qui représente à peu près exactement la pression atmosphérique qui règne dans un laboratoire à altitude moyenne. Ceci a un avantage considérable. Lorsque vous prenez le quotient de la cohésion par le bar, c'est-à-dire lorsque vous chiffrez la cohésion en bars, vous arrivez à ce fait que le chiffre est parfois celui du coefficient de frottement interne si la cohésion est une cohésion apparente; elle est due à ce fait que nous sommes plongés dans l'atmosphère. Nous ne vivons jamais dans un laboratoire d'essais, que plongés dans l'atmosphère, et nous recevons une pression qui est une pression sensiblement égale à un bar dans tous les sens. Il en résulte que, si la cohésion est due simplement au fait que le milieu est comprimé par l'atmosphère, nous retrouvons, en prenant

la cohésion en bars, exactement le coefficient de frottement. Si la cohésion en bars est supérieure au coefficient de frottement, et s'il y a une cohésion réelle, c'est qu'il y a une attraction moléculaire réelle entre les grains.

Il en est de même du coefficient de déformation E. Je demanderai aussi qu'on l'exprime en bar, d'autant plus que les dimensions sont correctes en bar. Ce sera pour les terrains argileux de l'ordre de 100, et dans les sables, de l'ordre de 1 000.

Enfin, le coefficient de déformation est un nombre; par conséquent, si nous prenons le coefficient qui est analogue en élasticité (mais nous sommes presque toujours en plasticité) au coefficient de Poisson, nous aurons des coefficients qui seront exactement des coefficients numériques.

Si nous nous décidions à employer des désignations internationales d'ordre scientifique, qui seraient des coefficients sans dimensions (vous savez combien, surtout dans la mécanique des fluides, on a fait de progrès en utilisant les coefficients sans dimensions) nous arriverions à nous comprendre instantanément et lorsque l'un de nous parlerait d'un chiffre, ce chiffre ferait immédiatement image dans notre expérience de constructeurs.

En résumé, j'estime que les études qui ont été faites sont extrêmement intéressantes et qu'elles nous ont apporté beaucoup. Mais, elles devront nous rapporter encore beaucoup plus dans les mois qui vont venir, en étudiant l'ensemble de ces faits expérimentaux. Si une formule est correcte, elle représente tous les essais, quel que soit le point du monde où ces essais ont été faits, et une formule qui ne représente pas tous les essais n'est pas une formule correcte.

D'autre part, nous avons appris à nous comprendre et nous aurons des réunions fréquentes où nous pourrions mettre en commun nos connaissances nouvelles. Les villes descendent à l'heure actuelle vers les mauvais terrains. En effet, les mauvais terrains, ce sont les terrains plats. Quand vous regardez les voies de chemin de fer, elles suivent presque toujours les gisements géologiques des mauvais terrains. Les villes, les aérodromes sont sur les terrains plats. De plus en plus, nous aurons à faire à de mauvais terrains, et, par conséquent, la science de la mécanique des sols deviendra de plus en plus indispensable.

Je vous remercie infiniment d'avoir permis que nous réalisions ces progrès qui profiteront à tous.

M. MEYERHOF. — M. le Président, je suis très heureux d'exprimer les remerciements des participants étrangers au Comité français, particulièrement à MM. CAQUOT, MAYER et BUISSON, pour avoir organisé cette conférence. Il est très important pour nous tous de nous rencontrer et de discuter les problèmes, particulièrement sur la mécanique des sols, parce que c'est un sujet nouveau et difficile. Merci.

Série : SOLS ET FONDATIONS

(Fascicules disponibles.)

N° 1. — V. ROMANOVSKY, Recherche sur les propriétés physiques des sédiments meubles (32 pages, 160 F).

N° 2. — E. de BEER, Quelques exemples d'application des méthodes d'investigation utilisées en Belgique pour la résolution des problèmes de fondation (24 pages, 120 F).

N° 7. — F. DERVIEUX, Application de la mécanique du sol. Le compactage des sols (12 pages, 75 F).

N° 8. — J. VERDEYEN et V. ROISIN, Nouvelle théorie du soutènement des excavations profondes (28 pages, 170 F).

N° 9. — H. F. WINTERKORN, Nouvelles recherches en matière de stabilisation des sols (10 pages, 100 F).

N° 3. — JOURNÉES DES FONDATIONS ET DE LA MÉCANIQUE DES SOLS DE 1950 (108 pages, 540 F).

A. MAYER, Dignes et barrages.

R. L'HERMINIER, Routes et pistes d'envol.

P. HABIB, Détermination du module d'élasticité des roches en place.

J. DELARUE et M. MARIOTTI, Quelques problèmes de mécanique des sols au Maroc.

F. DERVIEUX, Problèmes particuliers de mécanique des sols en Algérie.

Visite de la Centrale d'Ivry (Fondations).

Visite du service « Sols et Fondations » des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

J. BOUVET, Les terrassements du canal de Donzère-Mondragon.

J. FERRANDON, Les équations indéfinies de la mécanique des sols.

M. BUISSON, Charges admissibles des fondations profondes. Données théoriques et expérimentales.

N° 4. — P. HABIB et R. MARCHAND, L'essai de cisaillement rectiligne (14 pages, 85 F).

N° 5. — P. HABIB, Nouvelles recherches en mécanique du sol (28 pages, 170 F).

N° 6. — A. TAGER, Nouveaux procédés de stabilisation des sols (28 pages, 170 F).

N° 10. — P. HABIB, R. MARCHAND et E. TINCELIN, Mesures des pressions de terrains (26 pages, 160 F).

N° 11. — M. BUISSON, Les glissements de la falaise de Sainte-Adresse (18 pages, 110 F).

N° 12. — P. HABIB, La résistance au cisaillement des sols (40 pages, 240 F).

Frais d'envoi recommandé des 12 fascicules :

France et Union Française : 95 F. — Étranger : 145 F.

Adresser les commandes accompagnées de leur montant à la Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e. C. C. P. Paris 8524-12.

(Reproduction interdite.)

Sixième Année.

N° 63-64

MARS-AVRIL 1953

DOCUMENTATION
TECHNIQUE

LXIII

RÉUNIE EN DÉCEMBRE 1952

SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

Prix des reproductions photographiques :

Microfilms : la bande de 5 images (port en sus).....				100 F
Positifs sur papier : la page (port en sus) :				
Format 9 × 12.....	70 F	Format 18 × 24	110 F	
13 × 18	90 F	21 × 27	150 F	
Minimum de perception			250 F	

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e.

I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

B. — ARCHITECTURE ET URBANISME

1-63. Algérie. *Tech., Archit.*, Fr. (nov. 1952), n° 1-2, 12^e sér., p. 33-130, nombr. fig. — FANKHAUSER : Ensoleillement des immeubles en Algérie. — J. WATTEZ : L'état présent de l'urbanisme en Algérie. — G. DROUIN : L'hydrau-

lique en Algérie. — WECKEL : L'équipement électrique et gazier de l'Algérie. — Urbanisme à Alger. Programme de mille logements pour l'Office public d'H. L. M. de la ville d'Alger. Bibliographie. E. 23179. CDU 728.2 : 690.37.

2-63. Le coût de construction des logements en Angleterre. *Bâtiment*, Fr. (6 déc. 1952), n° 49, p. 1, 8. E. 23126.

CDU 711 : 728 : 657.47.

C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

Ca RÉSISTANCE
DES MATÉRIAUX

3-63. Choc radial sur un anneau supporté élastiquement (Radial impact on an elastically supported ring). WENK (Ed., Jr.); *Proc. A. S. C. E.* (Engng Mech. Div.), U. S. A.

(nov. 1952), vol. 78, Separ. n° 157, 25 p., 17 fig., 22 réf. bibl. E. 23260. CDU 621.434 : 539.37.

4-63. La généralisation de l'équation du flambement d'Euler (Die Verallgemeinerung der Eulerschen Knickformel). GERCKE (M. J.); *Bauingenieur*, All. (déc. 1952), n° 12, p. 433-436, 3 fig., 3 réf. bibl. E. 23353.

CDU 518.5.

Cac n Procédés de calcul.

5-63. Application des séries de Maclaurin au calcul des poutres soumises à la flexion (Application of Maclaurin series to the analysis of beams in bending). HETENYI (M.); *J. Franklin Inst.*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 254, n° 5, p. 369-380, 10 fig., 1 réf. bibl. E. 23258.

CDU 690.237.22 : 518.5.

Conformément aux recommandations faites par le Conseil International de Documentation du Bâtiment (C. I. D. B.), les analyses présentées dans la **Documentation Technique** comportent leur indexation suivant les notations de la Classification Décimale Universelle (CDU). Les analyses sont publiées dans la **Documentation Technique** dans l'ordre des rubriques de la classification, du système CORDONNIER, mise au point il y a quelques années pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

6-63. L'évolution historique de la théorie des constructions (The historical development of structural theory). HAMILTON (S. B.); *Proc. Instn civ. Engrs*, G.-B. (déc. 1952) (Part. III. Engng Div.), vol. 1, n° 3, p. 374-419, 14 fig., 90 réf. bibl. E. 23148.

CDU 690.2 : 518.5.

7-63. Étude expérimentale des ossatures à trois dimensions, en particulier des dômes entretoisés. Note sur les contraintes dans les poutres circulaires porteuses (Experimental analysis of space structures, with particular reference to braced domes; with a note on stresses in supporting ring-girders). MAKOWSKI (Z. S.), SUTTON PIPPARD (A. J.); *Proc. Instn civ. Engrs*, G.-B. (déc. 1952), vol. 1, n° 3, p. 420-441, 12 fig., 4 fig. h. t., 5 réf. bibl. — Le calcul de ces ossatures est immédiat si elles sont statiquement déterminées, mais si elles sont surabondantes, ce calcul peut être long et compliqué et des méthodes expérimentales peuvent alors être très utiles. Méthode indirecte en utilisant le théorème réciproque de Clark Maxwell : emploi courant pour les portiques plans, son application aux ossatures dans l'espace. Divers types de dômes entretoisés, cas particulier du Dôme de la Découverte à l'Exposition de Londres. Graphiques des coefficients d'influence. Calcul de la poutre circulaire à la base du dôme, forces en jeu dans le plan de l'anneau. Essais sur modèle et comparaison avec les résultats des calculs. E. 23148.

CDU 690.2 : 518.5.

8-63. La méthode de Cross accélérée. III (Il metodo di Cross accelerato). CONTRI (L.); *G. Genio civ.*, Ital. (oct. 1952), n° 10, p. 575-578, 2 fig. E. 23316.

CDU 518.5.

9-63. Adaptations plastiques au bord des surfaces de révolution. LEVI (Fr.); *Ric. sci.*, Ital. (nov. 1952), n° 11, p. 2153-2157 (résumés italien, anglais et allemand) (article en français). — Méthode approchée de calcul des effets des adaptations plastiques au bord des surfaces de révolution fondée sur la prise en compte d'une loi moment de flexion-courbure de forme bilinéaire. E. 23214.

CDU 621.43 : 518.5.

10-63. Les méthodes de superposition. I (Superposition methods). HAG-TOON-YAN, *Indian Concr. J.*, Inde (15 nov. 1952), vol. 26, n° 11, p. 322-325, 27 fig. — Application au calcul de structures symétriques. E. 23376.

CDU 518.5.

11-63. Le calcul graphique à l'usage des ingénieurs. MASSON (H.); Ed. : Eyrolles, Paris (1952), 1 vol., 134 p., 76 fig., 2 fig. h. t., 1 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-766 au chap. III « Bibliographie ». — E. 23176.

CDU 518.3 (02).

12-63. Détermination graphique des moments dans les portiques rigides. I (A graphical deter-

mination of moments in rigid frameworks). BETTESS (F.); *Civ. Engng*, G.-B. (déc. 1952), vol. 47, n° 558, p. 1009-1010, 9 fig. E. 23306.

CDU 693.9 : 518.3.

Caf Essais et mesures.

13-63. Nouvelle machine d'essai. *Bull. Réunion Lab. Essais Rech. Matér. Constr.*, Fr. (nov. 1952), n° 11, p. 19-20, 1 fig. h. t. — Description d'une machine d'essai modèle FGT Baldwin-Emerly SR-4, d'une puissance de charge de 50 000 livres possédant une faible tolérance, une large gamme de vitesses, une mise en charge par moteur, un enregistrement de charge électrique contrôlé électroniquement, etc. E. 22956.

CDU 620.105 : 691.

14-63. Mise au point d'un dispositif pour la mesure directe des contraintes de compression (Development of a device for the direct measurement of compressive stress). CARLSON (R. W.), PIRTZ (D.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 24, n° 3, p. 201-215, 7 fig., 3 réf. bibl. E. 23227.

CDU 620.108 : 690.43.

15-63. Technique et utilisation des jauges de contraintes. III. IV. ZELBSTEIN (U.); *Bull. tech. Bur. Véritas*, Fr. (sep. 1952), n° 9, p. 155-161, 13 fig.; (déc. 1952), n° 12, p. 232-236, 7 fig. E. 22009, E. 23220.

CDU 690.43 : 539.37 : 620.17.

16-63. Domaine et limitations des études photo-élastiques de contraintes (Scope and limitations of photo-elastic stress analysis). JESSOP (H. T.); *Engineering*, G.-B. (26 déc. 1952), vol. 174, n° 4535, p. 833-834, 9 fig. E. 23447.

CDU 539.37 : 620.015.7.

Ci GÉOPHYSIQUE

Cib m Étude des sols.

17-63. Théorie générale de la plasticité pour l'argile (A general plasticity theory for clay). HANSEN (J. B.); *Géotechnique*, G.-B. (déc. 1952), vol. 3, n° 4, p. 154-164, 6 fig., 3 réf. bibl. (résumé français). E. 23351.

CDU 624.131.49 : 553.611.

18-63. Calcul de la perméabilité d'après des essais simples du sol (The computation of permeability from simple soil tests). LOUDON (A. C.); *Géotechnique*, G.-B. (déc. 1952), vol. 3, n° 4, p. 165-183, 19 fig., 15 réf. bibl. (résumé français). E. 23351.

CDU 624.131.49.

19-63. Discussion des essais au laboratoire sur les matériaux de remblai (Discussion of control of embankment material by laboratory testing). SOWERS (G. F.), KRYNINE (D. P.), GLYNN (D. F.), WALKER (F. C.), HOLTZ (W.

G.); *Proc. A. S. C. E. (Soils Mech. Foundations Div.)*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 78, Separ. n° D-108, 13 p., 3 fig., 7 réf. bibl. (article publié en déc. 1951). E. 23262.

CDU 624.131 : 620.1.

20-63. Microscope électronique pour argiles du sol et matériaux connexes (Electron microscopy of soil clays and related materials). KIN-TER (E. B.), WINTERMYER (A. M.), SWERDLOW (M.); *Publ. Roads*, U. S. A. (déc. 1952), vol. 27, n° 5, p. 89-100, 7 fig., 24 réf. bibl. E. 23318.

CDU 624.131.3 : 620.1.

21-63. Les glissements de la falaise de Sainte-Adresse. BUISSON (M.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (nov. 1952), n° 59 (Sols, fondations, XI), p. 1129-1146, 16 fig. (résumé anglais). — Historique des glissements anciens et des mouvements récents de la falaise de Sainte-Adresse. Observations sur les mouvements, géologie de la falaise, examen géotechnique, coupe des sondages, étude des nappes d'eau, surfaces de glissement, mécanisme des mouvements observés. Conclusions sur les moyens de stabilisation. Discussion. E. 23174.

CDU 624.131.4 : 551.417 : 690.592.

22-63. Calcul de la stabilité des fondations à l'aide de diagrammes (Obliczanie stateczności fundamentow za pomoca wykresow). SZYMANSKI (M.); *Inzyn. Budown.*, Pol. (1952), n° 11, p. 367-372, 10 fig., 3 réf. bibl. E. 23287.

CDU 624.15 : 624.131.

23-63. Sur la poussée de la terre contre les murs. I. II (O pritisku zemlje na zidove). KRSTIC (V.); *Tehnika*, Yougosl. (1952), n° 6, p. 362 T — 366 T, 9 fig.; n° 7, p. 437 T-440 T, 10 fig. (résumé français). E. 22933, 23525.

CDU 624.131 : 624.152.

24-63. Fissuration des bâtiments sur un sol expansif (Cracking of buildings on expansive soil). *Inform. Sheet, Nation. Build. Res. Inst. S. Afr. Coun. sci. industr. Res.*, Afr. S. (nov. 1952), Sér. DIS 25, 120 Q, p. 2. — Y a-t-il des mesures à prendre pour arrêter la continuation de la fissuration ? E. 23161.

CDU 624.15 : 690.592.

25-63. Effets des variations saisonnières sur la teneur en humidité du sol (The effects of seasonal variations in soil moisture content). KNIGHT (B. H.); *Civ. Engng*, G.-B. (nov. 1952), vol. 47, n° 557, p. 911-913, 21 réf. bibl. — Des variations saisonnières de l'humidité du sol peuvent se produire sous les routes et les constructions. Elles sont plus prononcées sous les climats tropicaux en raison de la saison des pluies. L'évaluation du danger que ces variations peuvent présenter, peut être effectuée par différentes méthodes. Dans le cas du sol britannique argileux on peut admettre une humidité moyenne de 2 à 10 % au-dessus de la limite plastique du sol. E. 22889.

CDU 624.131.4 : 697.138 : 533.275.

D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

26-63. Le Bureau of Reclamation aux États-Unis. I. II (fin). LAFORET (H.); *Terres, Eaux* (Algér.), n° 16, p. 26-36, 7 fig., n° 17, p. 32-55, 15 fig. — Précisions sur certaines activités du Bureau of Reclamation, dans les domaines : 1° de l'utilisation du sol et du peuplement, des remboursements par les irrigants, des études économiques; 2° des plans et des projets futurs. E. 20715, 23329.

CDU 690 : 690.022.

27-63. Rapport relatif à la solidité et à la stabilité des constructions par la Commission économique pour l'Europe. Comité de l'Industrie et des Produits de base. Sous-Comité de l'habitation (Rapporto relativo alla solidità e stabilità delle costruzioni edilizie per la Commissione economica per l'Europa. Comitato dell'Industria e dei Prodotti Base. Sottocomi-

tato dell'abitazione). RINALDI (G.); *G. Genio civ.*, Ital. (oct. 1952), n° 10, p. 553-574, 12 fig. E. 23316.

CDU 728 (061.3).

Dab MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Dab j Matériaux métalliques.

28-63. Considérations rhéologiques sur le fluage de l'acier (Rheologische Betrachtung über das Kriechen von Stahl). UMSTATTER (H.); *Arch. Eisenhüttenwes.*, All. (mars-avr. 1952), n° 3-4, p. 119-126, 12 fig., 14 réf. bibl. — Notion de la rhéologie (science de l'écoulement). Possibilité de considérer le comportement mécanique et particulièrement le fluage de divers matériaux

en utilisant les notions de viscosité et de relaxation intimement liées avec la rhéologie. Adaptation mathématique des lois dans ce but. Essais de traction, de compression et de flexion par choc et entaille sur les bitumes asphaltiques à diverses températures. Comparaisons avec les résultats d'essais pratiqués sur l'acier. Dispositif d'essai des caractéristiques d'un fil d'acier pour déterminer la courbe de fluage. Annexe relative à l'utilisation des résultats de mesures. E. 23283. Trad. I. T. 343, 23 p.

CDU 691.7 : 539.3.

29-63. L'emploi de poutres d'égale résistance dans le tracé des charpentes. KENEDI (R. M.), HARVEY (J. M.); *Trans. Instn Engrs Shipbuild. Scotland*, Écosse (nov. 1950), 22 fig., 1 réf. bibl. — Étude des poutres d'égale résistance. Détermination de la tension de flambement de

l'ensemble d'une poutre soumise à une compression axiale. Tensions de flambement pour des poutres soumises à un moment fléchissant et à un effort tranchant. Étude expérimentale de profil de poutres d'égale résistance. E. 23308. Trad. S. T. C. A. N. n° D. 10714, 2636 T., 22 p. CDU 691.71 : 518.5.

30-63. La métallisation par projection. I. Bâtir, Fr. (nov. 1952), n° 26, p. 24-26, 4 fig. E. 23276. CDU 691.7.

Dab lc Liants. Chaux. Plâtre. Ciments.

31-63. Nouvelles techniques pour l'étude de la prise et du durcissement des matériaux hydrauliques. Tech. mod., Constr., Fr. (nov. 1952), t. 7, n° 11, p. 353-354, 2 fig. (Tiré de : « J. A. C. I. », mars 1952). E. 23100. CDU 691.5.

32-63. Les ciments expansifs. LEVY (J. P.); Bâtir, Fr. (nov. 1952), n° 26, p. 15-20, 12 fig., 5 réf. bibl. — Recherche de ciments expansifs par M. LOSSIER. Principes de fabrication et nature. Propriétés. Mise en œuvre et domaines d'emploi. E. 23276. CDU 691.54.

Dab lem Produits céramiques.

33-63. Rapports entre la Céramique et la Construction moderne. I. II (fin). LUDOWICI (J. W.); Silicates industr., Belg. (nov. 1952), t. 17, n° 9, p. 336-338, 4 fig.; (déc. 1952), n° 10, p. 375-380, 19 fig. (Tiré de « Keramische Zeitschrift » n° 6, 1952). E. 23053, 23373. CDU 691.4 : 389.63.

Dab len Verres.

34-63. La pose des opalines. Conseils aux utilisateurs. Glaces, Verres, Fr. (déc. 1952), n° 123, p. 29-32. E. 23364. CDU 691.6 : 698.3.

35-63. Un vitrage isolant à joint métallique soudé. Le vitrage « Thermopane ». Glaces, Verres, Fr. (déc. 1952), n° 123, p. Q-V, 13 fig. E. 23364. CDU 691.6.

Dab m Bois et matériaux à base de bois.

36-63. Le bois, matériau de la construction moderne. CAMPREDON (J.); Ed.: Dunod, Paris (1953), 3^e édit., 1 vol., vii + 163 p., 41 fig. — Voir analyse détaillée B-770 au chap. III « Bibliographie ». — E. 22939. CDU 691.11 : 694.1 (02).

37-63. Découverte d'une nouvelle espèce de bois dur. Tech. mod., Constr., Fr. (nov. 1952), t. 7, n° 11, p. 354 (tiré de : « Mech. Engng », 1952, vol. 74, n° 4). E. 23100. CDU 691.11.

38-63. La haute fréquence peut-elle être appliquée au séchage artificiel du bois? BOUF (G.); Bâtir, Fr. (nov. 1952), n° 26, p. 21-23, 4 fig. E. 23276. CDU 691.11 : 620.197.

39-63. Étude sur l'utilisation de la fibre de bois pour l'emballage. Inst. nat. Bois, Fr. (jan. 1950), Étude tech. n° 1, 10 p., 6 fig., 2 fig. h. t. — Valeur d'un emballage en fibre de bois au point de vue de la résistance aux chocs répétés. Influence des dimensions des fibres, de l'épaisseur et de la densité du bourrage. Comparaison avec d'autres matériaux. Méthode générale d'essai. Réalisation des essais et résultats obtenus. Conclusions. E. 19134. CDU 691.11.

Dab mo Matières plastiques.

40-63. Importance des matières plastiques et les possibilités de leur emploi comme matériaux de construction (Splošen pomen umetnih plastikov in njih uporabne možnosti v gradbenistvu).

Udovc (E.); Gradbeni Vestnik, Slov. (1951), n° 5-6, p. 126-132 (résumés français, anglais et allemand). E. 23173. CDU 678.7.

Dac PEINTURES. PIGMENTS. VERNIS. PRODUITS ANNEXES

41-63. Journées d'étude sur les peintures et vernis dans la lutte contre le feu. Paris 3-6 juin 1951. Ed.: Dunod, Paris (1952), 1 vol., 308 p., 156 fig. — Voir analyse détaillée B-769 au chap. III « Bibliographie ». — E. 22940. CDU 691.57 : 614.84 (02).

42-63. Peintures anti-acides et anti-alcalis. II. WALLON (J.); Bâtir, Fr. (nov. 1952), n° 26, p. 27-30, 5 fig. — Caractéristiques des peintures de couches finales. Choix des matières premières de base et des autres constituants du liant. Contrôle de la qualité. Choix des produits. E. 23276. CDU 691.57.

43-63. Peintures à base de ciment Portland (Portland cement paints). Constr. Rev., Austral. (10 oct. 1952), vol. 25, n° 6, p. 24-27, 3 fig. E. 23205. CDU 691.57 : 691.542.

Daf SÉCURITÉ DES CONSTRUCTIONS

Daf I Corrosion.

44-63. Conceptions personnelles sur les appareils et les installations sanitaires. I. La salpêtration des murailles. ABDON (A.); Chaud, Froid, Fr. (déc. 1952), n° 72, p. 69, 71, 73, 1 réf. bibl. E. 23297. CDU 620.191.7 : 693.1.

45-63. Protection contre la moisissure. Chim. Peint., Belg. (nov. 1952), n° 11, p. 424. — Nouvel email américain réfractaire à la moisissure et contenant un produit fongicide non toxique. Utilisation dans l'industrie alimentaire et contre la décoloration prématurée des enduits de façade. E. 22953. CDU 620.193.82 : 699.8 : 693.625.

Deb INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIE

Deb ja Consolidation du sol. Assèchement. Drainage.

46-63. La consolidation uni-dimensionnelle des sols et la théorie de Terzaghi. I. HEYNDE-RICKX (P.); Rev. Ec. spéc., Belg. (déc. 1952), n° 3, p. 171-184, 7 fig. E. 23151. CDU 624.138 : 624.131.

47-63. Stabilisation des sols par le ciment en ce qui concerne plus spécialement les effets du traitement après prise sur la résistance à la compression. I (Cement stabilisation of soils, with particular reference to the effect of curing conditions on their compressive strength). MENON (T. M.); Indian Concr. J., Inde (15 nov. 1952), vol. 26, n° 11, p. 313-317, 1 fig., 15 réf. bibl. E. 23376. CDU 624.138 : 691.54.

Deb ji Fondations.

48-63. Fondations flottantes dans l'argile molle pour un bâtiment de raffinerie d'huile (Buoyant foundations in soft clay for oil-refinery structures at Grangemouth). PIKE (C. W.); SAURIN (B. F.); Proc. Instr. civ. Engrs, G.-B. (déc. 1952) (Part. III. Engng. Div.), vol. 1, n° 3, p. 301-334, 10 fig., 7 fig. h. t., 6 réf. bibl. — Utilisation de la poussée de bas en haut d'un sol d'argile molle pour contribuer à l'assiette des fondations. Chaque fondation

a été constituée par un caisson en béton armé dont les murs ont été bâtis sur toute leur hauteur au-dessus du sol, puis foncés au niveau voulu. Les cellules du fond ont été posées aussitôt après puis recouvertes de planchers. Des radeaux de surface en béton armé ont supporté les concentrations de charges plus légères. Discussion. E. 23148. CDU 624.157 : 725.4.

49-63. Résistance du sol des constructions aux pressions obliques des semelles des fondations (Der Widerstand des Baugrundes gegen schräge Sohlpressungen). SCHULTZE (E.); Bau-technik, All. (déc. 1952), n° 12, p. 336-342, 22 fig., 19 réf. bibl. E. 23178. CDU 624.15 : 624.131.

50-63. Les problèmes de fondation sur pieux (Problemi temeljenja na koleh). MEISCHNER (H.); Gradbeni Vestn., Slov. (1951), n° 5-6, p. 101-113, 11 fig., 16 réf. bibl. (résumés français, anglais et allemand). E. 23173. CDU 624.154.

51-63. Fondations de la station centrale de Ringsend à Dublin (Foundations for Ringsend power station, Dublin). MacDONALD (J.); Géotechnique, G.-B. (déc. 1952), vol. 3, n° 4, p. 143-153, 9 fig., 4 réf. bibl. (résumé français). — Fondation système « Benoto » par cylindres en acier de 99 cm de diamètre à travers du gravier aquifère et de la vase jusqu'aux roches à une profondeur de 43 m. E. 23351. CDU 624.154 : 553.62.

52-63. Dimensionnement rationnel des fondations destinées aux marteaux-pilons (O racjonalnym wymiarowaniu fundamentow pod mloty). KISIEL (I.); Inzyn. Budown., Pol. (1952), n° 9, p. 288-292, 2 fig. E. 22222. CDU 624.15 : 725.4.

Deb le Mortiers.

53-63. Mortiers d'enduit et mortiers pour boucher (Was ist Putz-und Mauerbinder?). SPOHN (E.); Bauwirtschaft, All. (6 déc. 1952), n° 49, p. 1147-1148. E. 23189. CDU 691.53 : 693.625.

Deb li Bétons.

54-63. Le béton. Influence de ses constituants inertes. Règles à adopter pour sa meilleure composition. Sa confection et son transport sur les chantiers. FAURY (J.); Ed.: Dunod, Paris (1953), 3^e édit., 1 vol., vi + 197 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B-768 au chap. III « Bibliographie ». — E. 23269. CDU 691.328 (02).

55-63. Recherches sur les méthodes utilisées sur le chantier pour déterminer la teneur en air du béton en masse (Investigation of field methods for determining air content of mass concrete). Corps Engrs, U. S. Army (Off., Chief Engrs, Waterways Exper. Stn, Vicksburg, Miss.), U. S. A. (nov. 1952). Tech. Memor. n° 6-352, IV + 37 p., 11 fig., 4 fig. h. t. E. 23267. CDU 691.328 : 620.1.

56-63. Appareil dénommé « soniscopio » pour évaluer les caractéristiques du béton (Un apparecchio chiamato « soniscopio » per valutare le caratteristiche del calcestruzzo). Corr. Costr., Ital. (20 nov. 1952), n° 47, p. 6. — On mesure la vitesse de propagation du son dans le béton et on en déduit les caractéristiques correspondantes. E. 23139. CDU 691.32 : 620.1.

57-63. Le problème de la détermination de la granulométrie (Zum Problem der Kornformbestimmung). SCHULZ (F.); Strassen-Tiefbau, All. (nov. 1952), n° 11, p. 340-345, 8 fig., 15 réf. bibl. E. 23167. CDU 691.322.

58-63. Recherches sur le comportement du « Thurament » en présence de solutions agressives (Untersuchungen über das Verhalten von Thurament gegenüber aggressiven Lösungen).

MALL (G.); *Zement Kalk-Gips*, All. (déc. 1952), n° 12, p. 401-408, 16 fig., 1 réf. bibl. (résumés allemand, anglais, français). — Le mélange de ciment Portland et de « Thurament » à 2/1 a donné aux essais par liquides corrosifs la perte de chaux la plus basse, des baisses de résistance relativement faibles et un comportement extérieur satisfaisant. Il résulte de l'article que : 1° le « Thurament » est très employé depuis des dizaines d'années dans les travaux en profondeur et hydrauliques; 2° c'est un liant particulièrement résistant aux solutions agressives. E. 23433.

CDU 691.322 : 691.542 : 620.191.7.

59-63. La déformation du béton. I. Déformation spontanée. Retrait. L'HERMITE (R.); *Bâtir*, Fr. (nov. 1952), n° 26, p. 6-10, nombr. fig. — Présentation illustrée des phénomènes de retrait du béton. Facteurs influant sur le retrait. Précautions contre la fissuration. E. 23276. CDU 691.328 : 539.37.

60-63. Les joints de dilatation dans les bâtiments en béton (Expansion joints in concrete buildings). *Indian Concr. J.*, Inde (15 nov. 1952), vol. 26, n° 11, p. 318-320, 12 fig. E. 23376.

CDU 693.510 : 688.5 : 728.

61-63. A propos d'une visite de chantiers : Coffrage par panneaux (« Coffreco »). LEVY (J. P.); *Bâtiment*, Fr. (20 déc. 1952), n° 51, p. 12-13, 3 fig. E. 23381.

CDU 691.32 : 690.575.

62-63. La fabrication du béton à basse température (Betonherstellung bei niedrigen Temperaturen). EBERLE (K.); *Betonst. Ztg.*, All. (nov. 1952), n° 11, p. 417-420 (résumés anglais et français). — Grâce aux progrès réalisés dans la fabrication du ciment, à une meilleure connaissance de la mise en œuvre du béton et à des méthodes améliorées, l'industrie du bâtiment est désormais en état de faire du bétonnage en hiver avec de bons résultats. E. 22971. CDU 691.328 : 620.192.422.

63-63. Perfectionnement au bétonnage des voûtes minces (Refinements in thin-shell concreting). *Constr. Methods*, U. S. A. (déc. 1952), vol. 34, n° 12, p. 52-56, 13 fig. — Plateformes mobiles pour la coulée du béton et la finition. E. 23464. CDU 690.244 : 693.55.

64-63. Installation industrielle pour le béton armé de « Horelin » à Sierra Chica (Buenos Aires) (La planta industrial para hormigon elastico de « Horelin » en Sierra Chica, Olavarria prov. Buenos Aires). FRANJETIC (L.); *Hormigon Elastico*, Argent. (oct. 1952), n° 10, p. 10-24, 22 fig. — Plans et vues photographiques. E. 23131. CDU 725.4 : 691.32.

65-63. Influence, sur la qualité du béton, du moment où l'on incorpore dans celui-ci un produit destiné à le rendre étanche (Effect of time of application of sealing compound on the quality of concrete). BURNETT (G. E.), SPINDLER (M. R.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 24, n° 3, p. 193-200, 6 fig., 1 réf. bibl. E. 23227. CDU 691.328 : 699.82.

66-63. Le traitement du béton à la vapeur après prise (Damphaerdning af betonvarer). *Beton Tek.*, Danm. (oct. 1952), n° 3, p. 126-127 (résumé anglais). E. 23138.

CDU 691.328.

67-63. Les procédés Vacuum Concrete ou traitement du béton frais par le vide. CUE-NOD (J. E.); *Hoch-Tiefbau*, Suisse (29 nov. 1952) n° 48, p. 383-388, 6 fig. (article en français). — Historique, matériel et technique du procédé Vacuum Concrete. Propriétés particulières du béton ainsi traité. Champs d'application. Application à la construction d'un grand immeuble à Genève. E. 23044.

CDU 691.328.

68-63. Sur le béton léger à grande résistance et sur ses possibilités de développement en France. L. LE LAN (R.); *Rev. Matér. Constr.*, Ed. « C », Fr. (nov. 1952), n° 446, p. 316-321, 5 fig. (résumé anglais). — Développement du

béton léger en Suède, Allemagne et France. Différents types de bétons légers. Qualités, résistances mécaniques, matériaux constitutifs, température et durée de l'autoclavage, résistance mécanique en fonction de la densité. E. 23049. DCU 691.328.

69-63. Les bétons manufacturés. *Journ. Bâtim.*, Fr. (26 déc. 1952), n° 1606, p. 1. — Voyage d'études en Scandinavie. E. 23434. DCU 691.328.

70-63. Béton avec agrégats de baryte pour blindage contre les rayons Gamma (Barite-aggregate concrete for Gamma-ray shielding). SHELSIAD (K. A.), VAUGHAN (V. E.), CAMERON (E. L.); *Canad. J. Technol.*, Canada (déc. 1952), vol. 30, n° 12, p. 334-339, 5 fig., 1 réf. bibl. E. 23348. DCU 699.887.5.

71-63. Étude de laboratoire sur le béton contenant des agents d'entraînement d'air (Laboratory studies of concrete containing air-entraining agents). HARKAULI (A. N.); *Indian Concr. J.*, Inde (15 oct. 1952), vol. 26, n° 10, p. 299, 3 fig. — Mélanges étudiés : A) Galets et sable de canal; B) galets et sable de rivière; C) galets et sable de rivière parfaits; D) galets parfaits et sable de rivière parfait. E. 23086. DCU 691.328 : 620.1.

Deb mo Enduits. Revêtements.

72-63. Les enduits. DUTRON (R.); *Bull. Réunion Lab. Essais Rech. Matér. Constr.*, Fr. (nov. 1952), n° 11, p. 23-41, 8 réf. bibl. — Note consécutive à une enquête faite auprès des membres du R. I. L. E. M. Enduits extérieurs : rôle des enduits et qualités demandées, principes généraux de constitution et d'exécution, composition, épaisseur et exécution des différentes couches, enduits sur béton compact, enduits imperméables, pathologie des enduits. Enduits intérieurs : qualités demandées, composition, épaisseur et exécution des différentes couches. E. 22956. DCU 693.625.

73-63. L'emploi des chapes souples et des revêtements bitumineux pour la protection des ouvrages hydrauliques. GILLET (Ph.); *Terres, Eaux* (Algér.), n° 17, p. 56-72, 32 fig. — Utilisation pour la protection de parois de canaux, de berges de rivières, de masques de barrage, des chapes souples armées. Mode de fabrication. Mise en place. Nombreux exemples d'application. E. 23329. DCU 693.625 : 691.161.

74-63. Nouveautés dans le domaine des revêtements protecteurs aux U. S. A. Importance prépondérante des applications de goudron dans la lutte « Pitt Chem » contre la corrosion (Zur Entwicklung auf dem Gebiete der Schutzüberzüge in den USA : Ueberwiegende Bedeutung von Teeranstrichen im Pitt Chem-Korrosionsschutz). HEINRICH (J.); *Bitum.-Teere.-Asph.-Pecher ver.-Stoffe*, All. (nov. 1952), n° 11, p. 281-283, 2 fig. E. 23132. DCU 693.625 : 691.161 : 699.8.

Deb ne Béton armé.

75-63. Nouvelles expériences avec des bétons frettés (Nowe doswiadczenia ze slupami uzwojonymi). KURYLO (A.); *Inzyn. Budown.*, Pol. (1952), n° 11, p. 377-380, 16 fig., 5 réf. bibl. E. 23287. DCU 691.328 : 691.71.

76-63. Progrès récents dans l'étude des constructions en béton (Recent developments in the design of concrete structures). COLLINS (A. R.); *Civ. Engng.*, G.-B. (déc. 1952), vol. 47, n° 558, p. 1015-1018, 11 fig., 2 réf. bibl. — Technique de la fabrication du béton, nouvelles réalisations dans la technique des constructions en béton, influence sur la technologie du ciment. E. 23306. DCU 693.55 : 691.322.

77-63. Les réalisations les plus intéressantes de l'industrie du béton armé en Allemagne en 1952 (Spitzenleistungen der deutschen Stahlbe-

ton-Industrie. Die interessantesten Bauten des Jahres 1952). KLEINLOGL (A.); *Bauwirtschaft*, All. (22 déc. 1952), n° 51-52, p. 1197-1208, 25 fig. — Magasins généraux : Geidenheim (Wurtemberg). Grand refroidisseur (diamètre 56 m, hauteur 75 m) près de Cologne, tour Radio (hauteur 70 m) près d'Hambourg. Halle de chantiers navals à Brême. Grand bâtiment pour bureaux à Berlin avec escalier hélicoïdal. Bâtiment pour bureaux à Dusseldorf (escalier hélicoïdal). Grande tribune de terrain de sports avec toiture en voûte mince en porte-à-faux de 12 m, poste d'essence à grand porte-à-faux (Francfort-s.-M.). Sheds d'usine à Mannheim. Halle en béton préfabriqué. Pont de chemin de fer sur le Neckar en béton précontraint, à Heilbronn, longueur totale 105,5, ouverture de 21, 18, 22, 19 m, chaussée en béton précontraint au pont de la Werra près de Hede-münden. Installation de déchargement de charbon à Mayence. Barrage de la Lech près d'Ellgau. Pont en béton précontraint près de Worms (pont des Nibelungen) : arc construit en porte-à-faux jusqu'à l'axe de l'ouverture. E. 23452. DCU 693.55.

78-63. La construction en béton armé en Égypte (Der Stahlbetonbau in Ägypten). MORTADA (S.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (déc. 1952), n° 12, p. 282-286, 12 fig. E. 23244. DCU 693.55.

79-63. Méthode de calcul du béton armé sans utilisation du coefficient m (= E_a/E_b) (Méthode de la charge résistante) (Die Bemessung von Stahlbeton nach dem m-freien Traglastverfahren). SELTENHAMMER (L.); *Esterr. Bauztg.*, Autr. (13 déc. 1952), n° 50, p. 6-8, 1 fig. E. 23302. DCU 693.55 : 518.5.

80-63. Essai des armatures pour béton armé. WASTLUND (G.); *Bull. Réunion Lab. Essais Rech. Matér. Constr.*, Fr. (nov. 1952), n° 11, p. 45-69, 5 fig., 3 fig. h. t., 3 réf. bibl. — Barres d'acier doux : caractéristiques métallographiques, rapports contrainte-déformation, influence des basses températures, fluage, vieillissement, ductilité, variation des propriétés, fatigue, adhérence, ancrage, ligatures, soudures. Barres ou fils à haute résistance pour béton précontraint. E. 22956. DCU 691.328 : 691.71.

81-63. Sur le problème des contraintes d'adhérence (Zum Problem der Haftspannungen). SWIDA (W.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (déc. 1952), n° 12, p. 293-294, 4 fig., 5 réf. bibl. E. 23244. DCU 691.328 : 691.71 : 518.5.

Deb ni Béton précontraint.

82-63. Pont en béton précontraint à une seule travée librement appuyée (Freestpan prestressed concrete bridge). FINSTERWALDER (U.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 24, n° 3, p. 225-232, 7 fig. — Système de précontrainte Dywidag. Portée : 71 m, hauteur : 10,5 m au-dessus de la fondation au-dessus de la chaussée. Largeur totale : 9,5 m, longueur totale : 95 m. E. 23227. DCU 624.27 : 693.57.

83-63. Essais destructifs d'un pont en béton précontraint (Test to destruction of prestressed concrete bridge). *Engineering*, G.-B. (5 déc. 1952), vol. 174, n° 4532, p. 737. — Résultats des essais effectués sur les matériaux postérieurement à la parution de l'article. E. 23192. DCU 624.27 : 693.57 : 620.1.

84-63. Un pont-rail en béton précontraint (A prestressed concrete railway bridge). *Engineer*, G.-B. (12 déc. 1952), vol. 194, n° 5055, p. 805-806, 7 fig. — Pont pour une voie ferrée, de 48,8 m de portée. E. 23256. DCU 624.27 : 693.57.

85-63. Calcul et étude de quadrillages de poutres en béton précontraint. V (The design and analysis of openwork prestressed concrete beam grillages). LAZARIDES (T. O.); *Civ. Engng.*, G.-B. (déc. 1952), vol. 47, n° 558, p. 1032-1034, 3 fig. E. 23306. DCU 690.237.22 : 693.57 : 518.5.

86-63. Une usine de fabrication de produits préfabriqués en béton précontraint (A factory for prestressed precast concrete products). *Concr. Build. Concr. Prod.*, G.-B. (déc. 1952), vol. 27, n° 12, p. 249-251, 5 fig. E. 23110.

CDU 693.057.1 : 693.57.

87-63. Pont à péage sur la Basse Baie de Tampa (Floride) en béton précontraint suivant un projet anglais (Lower Tampa Bay Toll bridge, Florida. British designed prestressed concrete structure). *Highw. Bridges Engng Works*, G.-B. (10 déc. 1952), vol. 19, n° 962, p. 1, 3, 1 fig. — Longueur totale: 5 300 m en 363 ouvertures, comportant 2 178 poutres précontraintes. Détails et dessin de l'ossature. E. 23204.

CDU 624.27 : 693.57.

88-63. Bref historique du développement du béton précontraint dans la construction (Breve historia cronologica del desarrollo del hormigon pretensado en la construcción). *Hormigon Elastico*, Argent. (oct. 1952), n° 10, p. 8-9. — Inventions y relatives et leurs auteurs. Systèmes de précontraintes actuellement en usage. E. 23131.

CDU 693.57.

89-63. L'évolution de la précontrainte en Europe. II (La evolution de la precompression en Europa). PIZZETTI (J.); *Hormigon Elastico*, Argent. (oct. 1952), n° 10, p. 39-48, 20 fig. — Allemagne, Italie. E. 23131.

CDU 691.328.2.

90-63. Passerelle pour piétons en béton précontraint à Oxford (G.-B.) (Prestressed concrete footbridge). *Constr. Rev.*, Austral. (10 oct. 1952), vol. 25, n° 6, p. 16, 1 fig. E. 23205.

CDU 625.74 : 693.57.

91-63. Réservoirs circulaires en béton précontraint (Prestressed circular concrete tanks). MASON (J. L.); *Indian concr. J.*, Inde (15 oct. 1952), vol. 26, n° 10, p. 284-292, 25 fig., 18 réf. bibl. — Équation des contraintes initiales. Épaisseur minimum des parois. Resserrage des frettes. Frettes en acier. Filetages et tourniquet de serrage. Joint à la base de la paroi. Considérations générales sur les projets. Contraintes dues à la température. E. 23086.

CDU 621.642 : 693.57.

Dec CHARPENTE. MENUISERIE. SERRURERIE

Dec j Travail du bois. Charpente. Menuiserie.

92-63. Les travaux publics dans la forêt. Routes et ponts (Forest engineering. Roads and bridges). HARRISON (J. L.); Ed.: Oliver and Boyd, Edimbourg, Londres, G.-B. (1951), 1 vol., xvi + 366 p., 40 pl., 9 pl. h. t. — Voir analyse détaillée B-771 au chap. III « Bibliographie » de la D. T. 64. — E. 22854.

CDU 694.1 : 625.731 : 625.74 (02).

Dec l Travail des métaux, Charpente, Soudure, Menuiserie.

93-63. Quelle contrainte combinée un rivet peut-il supporter? (How much combined stress can a rivet take?) HIGGINS (T. R.), MUNSE (W. H.); *Engng News-Rec.*, U. S. A. (4 déc. 1952), vol. 149, n° 23, p. 40-42, 8 fig. — Résistance des rivets au cisaillement. Résistances de rupture des rivets. E. 23314.

CDU 621.884 : 539.421.

94-63. Le système de construction Keylock est la transposition du mecano aux charpentes métalliques. GASTOUE (D.-Y.); *Rev. Alumin.*, Fr. (nov. 1952), n° 193, p. 406-409, 8 fig. (résumés anglais et espagnol). — Description d'une construction en U filés et en pièces d'assemblage coulées réalisées en alliage léger. Les U présentent sur leurs trois faces une perforation dont la forme rappelle celle des entrées de serrures. Les pièces d'assemblage perforées sont fixées aux ailes des U par des clés. Réalisations diverses. E. 23203.

CDU 693.97 : 690.022.

95-63. Manuel de la construction métallique 1952 (Stahlbau-Handbuch 1952). UNOLD (G.), KLEINEBERG (F.); Ed.: Industr. Handelsverlag, Walter Dorn G. M. B. H., Bremen-Horn, All., 1 vol., x + 657 p., nombr. fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-772 au chap. III « Bibliographie » de la D. T. 64. — E. 23172.

CDU 693.57 : 518.5 (02).

Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

Ded j Couverture.

96-63. Dispositifs nouveaux pour échafaudages de couvreurs. *Cah. Comit. Prév. Bâtim. Trav. publ.*, Fr. (nov. 1952), n° 5, p. 225-227, 12 fig. E. 23099.

CDU 690.241 : 614.8.

97-63. Emploi de l'aluminium en feuilles très minces pour l'isolation thermique des toits (The use of aluminium foil as thermal insulation in roofs). *Inform. Sheet, Nation. Build. Res. Inst. S. Afr. Coun. sci. industr. Res.*, Afr. S. (nov. 1952), Sér. DIS 25, 118 Q, p. 1. — Risques éventuels de contact avec les fils électriques. E. 23161.

CDU 690.241 : 697.13 : 691.77.

Ded l Étanchéité des constructions.

98-63. Conceptions personnelles sur les appareils et les installations sanitaires. L'humidité. III. ABDON (A.); *Chaud-Froid*, Fr. (nov. 1952), n° 71, p. 87, 89, 91, 4 fig. — Procédé d'assèchement Knapen. Assécheur Abdon comportant des trous dans les murs et des tubes assurant une circulation d'air d'assèchement. E. 22921.

CDU 699.82 : 697.138 : 690.22.

99-63. Échange d'humidité à travers le mur (Feuchteustausch durch die Wand). STOCKMEYER (F. W.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (sep. 1952), vol. 3, n° 5, p. 153-154, 2 fig. — Comportement différent des parois étanches et des parois poreuses en ce qui concerne les migrations d'humidité. Effets de la chaleur. Arrêt des transmissions d'humidité par les couches étanches ou les lames d'air. Gelée dans les murs. Humidité du sol. E. 22824.

CDU 699.82 : 690.22.

Dib PLOMBERIE SANITAIRE

100-63. Canalisation d'évacuation à descente unique dans les habitations. II. Principes du projet (One-pipe single stack) plumbing for housing: II. Principles of design). *Build. Res. Stat. Digest*, G.-B. (déc. 1952), n° 49, 5 p., 6 fig. E. 23602.

CDU 628.15 : 696.122.

Dic CLIMATISATION

101-63. Études et recherches françaises. — Journées internationales de chauffage, ventilation, conditionnement de l'air. 27-28-29 mai 1952. *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (nov. 1952), n° 59 (Equip. tech., XXX) (résumés anglais). — A. FOURNOL : *Quelques travaux récents du C. S. T. B. en matière d'équipement de chauffage dans les habitations*, p. 1163-1172. Exposé des expériences de Melun sur le chauffage central montrant l'identité des températures des locaux chauffés normalement et des locaux témoins chauffés électriquement, la grande constance des températures intérieures, le rendement satisfaisant de l'ensemble et la réduction des gaspillages. Exposé du système

de conduits de fumée unitaires Shunt; compte rendu d'essais à Toulon et d'une enquête en Belgique. — R. CADIERGUES : *Études et recherches 1951 du Comité scientifique et technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation*, p. 1173-1178, 5 fig., 13 réf. bibl. Exposé des études sur les coefficients de rayonnement des matériaux, sur la protection contre le gel, sur les puissances en chauffage discontinu, sur la conductibilité thermique des matériaux, sur les problèmes acoustiques du chauffage et du conditionnement d'air, etc. — Les dispositifs de sûreté hydrauliques en chauffage à vapeur basse pression, p. 1179-1186, 18 fig., 13 réf. bibl. Évolution des dispositifs de sûreté, différents types de dispositifs, choix du type, détails de réalisation, caractéristiques dimensionnelles, évolution de l'eau de garde du dispositif, dispositif de sécurité à branches multiples. Discussion. — Ch. FISCHER, P. LEVEQUE : *Mesure de la ventilation par traceurs radio-actifs*, p. 1187-1188, 4 fig., 4 réf. bibl. Exposé des raisons du choix du xénon comme traceur. Mode de préparation et utilisation pour la mesure du taux de renouvellement d'air. Essais analogues en Angleterre. — A. BLANC : *Les recherches thermiques aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux publics*, p. 1189-1199, 23 fig., 14 réf. bil. — Études effectuées en 1951. Perfectionnement de la mesure de la conductibilité thermique et du coefficient de transmission de chaleur, mesure de la chaleur spécifique et comparaison avec d'autres résultats, réalisation d'un thermomètre résultant enregistreur à inertie réduite. Discussion. E. 23174.

CDU 697 (061.3).

102-63. Extrait de la classification décimale dans le domaine du chauffage et de l'aération (Auszug aus der Dezimal klassifikation für das Gebiet der Heizung und Lüftung). *Heiz. Lüft.-Haustech.*, All. (mars 1952), vol. 3, n° 2, p. 55. E. 22822.

CDU 697 : 025.45.

103-63. De l'analyse des phénomènes de chauffage et de refroidissement intermittents (Zur analyse unstationärer Heiz- und Kühlvorgänge). GEISLER (K. W.); *Gesundheitsingenieur*, All. (nov. 1952), n° 21-22, p. 359-363, 8 fig., 4 réf. bibl. E. 23017.

CDU 697 : 621.5.

104-63. Réduction dans le bâtiment de l'accroissement de la température due à la chaleur solaire dans les bâtiments (Reducing solar heat gains). *Inform. Sheet, Nation. Build. Res. Inst. S. Afr. Coun. sci. industr. Res.*, Afr. S. (nov. 1952), Sér. DIS 25, 119 Q, p. 1-2. — Comment constituer les surfaces extérieures du bâtiment. E. 23161.

CDU 697 : 551.521 : 720.959.

105-63. Enquête sur la conductivité thermique des matériaux de construction. ROCHA; *Bull. Réunion Lab. Essais Rech. Matér. Constr.*, Fr. (nov. 1952), n° 11, p. 71-136, 7 fig. — Généralités. Appareillage. Préparation des éprouvettes. Technique d'essai. Méthode de Stahlane et Pijk et comparaison avec la méthode de la plaque chauffante. En annexe : enquête sur les méthodes de mesure de la conductivité thermique des matériaux. Bibliographie, tableaux des réponses à l'enquête. E. 22956.

CDU 536.2 : 697 : 691.

106-63. Des calculs exagérément prudents des pertes de chaleur augmentent le prix de revient et entravent la construction (Ultra-safe heat loss calculations increase costs and halt building). STINARD (R. L.); *Heat. Ventil.*, U. S. A. (déc. 1952), vol. 49, n° 12, p. 83-84, 1 fig. E. 23285.

CDU 536.2 : 697 : 690.031.

107-63. Physique et géométrie des échanges par rayonnement. I. CADIERGUES (R.); *Chal. Industr.*, Fr. (déc. 1952), n° 329, p. 395-410, 26 fig. E. 23322.

CDU 536.2.

108-63. Nouvelles tendances dans le domaine de l'isolation thermique. I (New directions in thermal insulation). CONKLIN (G.); *Progr. Archit.*, U. S. A. (mai 1952), p. 100-104, 2 fig., 3 réf. bibl. E. 23239. (+)

CDU 697-13.

109-63. Isolation thermique (Thermal insulation). *Commonwealth Exper. Build. Stn.* (Sci. Build.), Austral. (sep. 1952), n° SB 25, 4 p. 11 fig., 3 réf. bibl. — Différents modes d'isolation thermique et différents matériaux utilisés. Influence de l'isolation des différents types sur les résultats obtenus et étude de l'isolation appliquée au cas de l'hiver australien, puis au cas des autres saisons. Recommandations particulières au climat australien, puis aux climats humides. E. 22874. CDU 699.86 : 697.13.

Dic 1 Chauffage.

110-63. Les pannes dans les installations de chauffage (Störungen in Heizungsanlagen). FRÖLICH (E.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (nov. 1952), vol. 3, n° 6, p. 189-192, 12 fig. E. 22825. CDU 697 : 690.593.

111-63. Appareil de vérification d'étanchéité pour l'examen courant des fours et des foyers (Ein Dichtheitsprüfgerät zur laufenden Untersuchung von Öfen und Herden). SCHÜLE (W.), PREISDANZ (K.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (jan. 1952), vol. 3, n° 1, p. 10-12, 5 fig., 5 réf. bibl. E. 22821. CDU 697.243 : 699.82 : 620.1.

112-63. Instructions pour le service des installations de chauffage (Zur Bedienung von Heizungsanlagen). *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (nov. 1952), vol. 3, n° 6, p. 193-194. — Instructions établies par le Comité de Travail pour le Chauffage et la Ventilation de l'Union des Logements allemands. Entretien et nettoyage; combustibles; mise en marche; conduite de la combustion; réglage de la chaleur; service de nuit, irrégularités. E. 22825. CDU 697.243.

113-63. Examen comparatif d'une cheminée shunt et d'une cheminée normale dans les maisons d'essai de la T. N. O. (Vergelijkend onderzoek van een shuntschoorsteen en een normale schoorsteen in de T. N. O. proefwoningen). BASART (A. H. M.), VAN BEEK (E.), VAN GUNST (E.), MULDER (L. L.); *Gezondheidsorganisatie. T. N. O., Pays-Bas, Rapport n° 10* (Gezondheidstech. T. N. O., Comm. n° 57), 22 fig. — Examen comparatif du fonctionnement d'une cheminée shunt et d'une cheminée ordinaire dans les maisons d'essai T. N. O., d'où il résulte que les deux types de cheminée sont utilisables dans la pratique, mais aucune des deux n'a satisfait convenablement à la condition que le tirage développé ait, en toute circonstance, une valeur comprise entre 2 et 2,5 mm à pleine charge de l'installation de chauffage. Modification proposée. E. 23241. Trad. I. T. 344, 35 p. CDU 697.8 : 620.1.

114-63. Calcul d'un chauffage par plaques radiantes (Die Berechnung einer Strahlplattenheizung). KOLLMAR (A.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (sep. 1952), vol. 3, n° 5, p. 147-152, 11 fig., 10 réf. bibl. E. 22824. CDU 697.353.

115-63. Installation du chauffage central individuel dans les locaux d'habitation de petite et moyenne importance. II. III. IV (fin). GRANTE (P.); *Chal. Industr.*, Fr. (oct. 1952), n° 327, p. 351-360, 11 fig. (nov. 1952), n° 328, p. 378-386, 1 fig. (déc. 1952), n° 329, p. 411-424, 6 fig., 10 réf. bibl. — II : Choix des radiateurs, calcul de leur surface de chauffe, leur forme, leur emplacement, disposition en niche, convecteurs. Réseau d'alimentation : disposition supérieure avec retour en cave, avec retour au plafond, disposition inférieure avec retour en cave, disposition à un tuyau. Vase d'expansion. Purge et vidange. Montage des tuyauteries. Branchement des radiateurs. — III : Calcul des tuyauteries. Température moyenne des radiateurs, leur puissance, leur débit. Choix de la chaudière, sa puissance, choix du combustible. Dilatation calorifugeage, peinture, réception, essais, anomalies de fonctionnement, effet inverse. Conclusions. — IV : Distribution d'eau chaude par ballon. Description et installation du matériel. Inconvénients du système. Distribution d'eau chaude

en été. Conduite d'une petite installation de chauffage central : choix du combustible, décrassage, chargement, réglage, ralenti, reprise, horaire, mise en marche d'une installation, cas d'un feu de cheminée, etc. E. 22942, 23129, 23322. CDU 697.124.

116-63. Les expériences de Melun sur le chauffage central. MARINI (A.), FOURNOL (A.); *Cah. C. S. T. B.*, Fr. n° 16 (Cah. 150), 10 p., 10 fig. (résumé anglais). — Températures intérieures réclamées dans les diverses pièces, par les usagers chauffés au moyen de l'installation collective et températures réclamées par les usagers qui disposaient d'une installation individuelle; chauffage pratiquement aussi intense dans les chambres que dans les living-rooms pour des appartements chauffés en collectif par rapport aux appartements chauffés individuellement. Rendement pratique comparé des deux installations : individuelle électrique et collective à eau chaude. Intérêt économique du comptage de la chaleur par appartement dans les distributions collectives de chaleur. E. 22980. CDU 697.325 : 643.4.

117-63. Considérations sur les radiateurs de chauffage central (Betrachtungen über Raumheizkörper für Zentralheizungen). KÜHNE (H.); *Heiz. Lüft. Haustech.*, All. (mars 1952), vol. 3, n° 2, p. 45-48, 12 fig., 11 réf. bibl. E. 22822. CDU 697.325 : 697.356.

118-63. Mesures pour relever le rendement économique du chauffage central (Massnahmen zur Hebung der Wirtschaftlichkeit von Zentralheizungen). JACOBI (E.); *Heiz. Lüft. Haustech.*, All. (mars 1952), vol. 3, n° 2, p. 59-61, 5 réf. bibl. E. 22822. CDU 697.325 : 657.47.

119-63. Les compteurs de chaleur. I. FOURNOL (A.), LACROIX (P.); *Chaud. Froid*, Fr. (déc. 1952), n° 72, p. 25, 27, 29, 31, 51, 6 fig. — Avantages et inconvénients du comptage de la chaleur, ses possibilités, ses exigences. Comptage de la chaleur sur les installations d'eau chaude. Systèmes de comptage de la chaleur au sens strict. Principe général, sujétion fondamentale. Description des compteurs : Siemens, Kent. E. 23297. CDU 697.4 : 697.243.

120-63. Pose des canalisations de purge d'air à l'abri de la gelée dans les chauffages à eau chaude (Frostfreies Verlegen von Luftleitungen bei Warmwasserheizungen). REXROTH (G.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (juil. 1952), vol. 3, n° 4, p. 116-117, 3 fig. E. 22820. CDU 697.4 : 621.6 : 699.8.

121-63. Pour remédier aux difficultés du chauffage par la vapeur (Correcting steam heating troubles). EMERICK (R. H.); *Plumb. Heat. J.*, U. S. A. (déc. 1952), vol. 124, n° 3, p. 59-62, 112, 10 fig. E. 23273. CDU 697.5.

122-63. Chauffage périphérique à air chaud dans les habitations à rez-de-chaussée exhaussée (Crawl space : perimeter heating). McGUINNESS (W. J.); *Progr. Archit.*, U. S. A. (mai 1952), p. 93-96, 5 fig. E. 23239. (+). CDU 697.5 : 728.3.

123-63. L'air chaud pulsé appliqué au chauffage des grands locaux. LECLERC (G.); *Chaud. Froid*, Fr. (déc. 1952), n° 72, p. 15, 17, 19, 21, 23, 3 fig. — Ce qu'est l'air pulsé. Différentes manières de produire l'air chaud. Échangeurs thermiques à eau chaude ou vapeur. Détails de construction des échangeurs; tubes, échangeur, caisson. Générateur d'air chaud à échange direct. Choix de l'appareil producteur d'air chaud. Tableau-guide. E. 23297. CDU 697.5.

124-63. La pompe de chaleur dans l'économie domestique (Die Wärmepumpe in Haushalt). SAMWER (W.); *Heiz. Lüft. Haustech.*, All. (mars 1952), vol. 3, n° 2, p. 56-58, 7 fig., 4 réf. bibl. E. 22822. CDU 697.3 : 621.577.

125-63. Électricité et chauffage. I. II. MAUBOUCHE (H.); *Chaud. Froid*, Fr. (nov. 1952),

n° 71, p. 47, 49, 51, 6 fig. (déc. 1952), n° 72, p. 33, 35, 37, 1 fig. — Les premiers éléments que l'on peut avoir sur l'électricité, exposés par des analogies électriques. Unités. Rappel des principes élémentaires de l'électricité en tant que fluide chauffant. E. 22921. 23297. CDU 697.27.

126-63. Chauffage d'un bâtiment terminus d'un aéroport (Pittsburgh, U. S. A.) (Heating airport terminal building). ROCKWELL (Th. F.); *Heat. Pip. Air Condition.*, U. S. A. (déc. 1952), vol. 24, n° 12, p. 77-80, 5 fig. — Particularités du chauffage par la vapeur et raison de son choix. E. 23516. CDU 697.124 : 629.725.39.

127-63. L'économie d'énergie calorifique dans l'habitation (Einsparung von Wärmeenergie im Wohnhaus). SEELMEYER (G.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (nov. 1951), vol. 2, n° 6, p. 181-186, 7 fig., 13 réf. bibl. E. 22819. CDU 697.6 : 690.03.

128-63. L'architecte et le chauffage de l'habitation (Architekt und Wohnungsheizung). FABER (A.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (nov. 1951), vol. 2, n° 6, p. 192-195, 8 fig., 7 réf. bibl. E. 22819. CDU 697.124 : 392.3 : 728.

129-63. Les influences du rapport des dimensions et du mode de construction sur les besoins de chaleur et les frais de chauffage dans les bâtiments d'habitation (Die Einflüsse der Raumgestaltung und Bauweise auf den Wärmebedarf und die Heizkosten in Wohnungsbauten). SPILLHAGEN (W.); *Heiz. Lüft. Haustech.*, All. (mai 1952), vol. 3, n° 3, p. 74-78, 8 fig., 2 réf. bibl. E. 22823. CDU 697.124.

130-63. Chauffage industriel par rayonnement (Industrial radiant heating). WHITE (F. R. L.); *J. Instn Heat. Ventil. Engrs.*, G.-B. (déc. 1952), vol. 20, n° 208, p. 335-360, 17 fig., 13 réf. bibl. — La base des calculs est la température radiante moyenne (HRT). Exposé d'une méthode de calcul qui permet de la déterminer facilement pour un point quelconque dans une enceinte. Chaque surface thermiquement homogène est considérée comme constituant un élément que l'on calcule par la trigonométrie sphérique. Discussion. E. 23149. CDU 697.353.

131-63. Le chauffage par centrale thermique à haute pression. *Tech. Inform. Chauff. Plomberie*, Fr. (oct. 1952), nouv. série n° 1, p. 26-27, 29, 31, 2 fig. — Rappel des principes du chauffage urbain alimenté par des chaudières à haute pression. Chauffage par eau chaude sous pression. Quelques détails sur l'équilibrage de l'eau et de la vapeur que nécessite le groupement des chaudières et sur les types de prises d'eau chaude. Réglage. Méthode de chauffe. E. 23090. CDU 697.34 : 697.4.

132-63. Bases techniques d'une distribution de chauffage urbain (Heiztechnische Grundlagen einer öffentlichen Wärmeversorgung). RAISS (W.); *Heiz. Lüft. Haustech.*, All. (mars 1952), vol. 3, n° 2, p. 37-43, 14 fig., 11 réf. bibl. E. 22822. CDU 697.34.

133-63. L'installation des chauffe-bains. SEMERY (L.); *Chaud. Froid*, Fr. (déc. 1952), n° 72, p. 39, 42, 45, 47, 2 fig. — Choix du chauffe-bain, estampillage, pression d'eau, encombrement, sécurité, fixation. Installation des tuyauteries et de la robinetterie; débit du compteur; évacuation de la condensation. Ventilation : évacuation des produits de la combustion; débit d'air nécessaire, ventilation du local, conduit d'évacuation, coupe-tirage, aspirateur statique, nature du conduit, sons débouché. Vérification du fonctionnement du chauffe-bain au moment de la pose, vérification du débit de gaz, réglage de la température, vérification de la sécurité. Entretien des chauffe-bains. Tableau de données numériques. E. 23297. CDU 697.6 : 643.52.

134-63. Conditions de montée en température et de refroidissement dans le chauffage

de l'eau (Anheiz- und Abkühlungsverhältnisse der Wasserheizung). KOPP (L.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (nov. 1951), vol. 2, n° 6, p. 197-203, 11 fig., 2 réf. bibl. E. 22819.

135-63. Canalisations de circulation pour les alimentations en eau chaude (Zirkulationsleitungen für Warmwasserversorgungen). KORB-MACHER (R.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (jan. 1952), vol. 3, n° 1, p. 13-16, 10 fig., 3 réf. bibl. E. 22821.

Dic n Ventilation. Séchage.

136-63. Fonctionnement et entretien du matériel de conditionnement d'air (Operation and maintenance of air conditioning equipment). INCE (F. Ed.); *Heat. Ventil.*, U. S. A. (déc. 1952), vol. 49, n° 12, p. 80-82, 3 fig. E. 23285.

137-63. Technique sanitaire du point de vue particulier de l'aération et de la séparation des poussières dans les fonderies américaines. Résultats d'un voyage d'études aux U. S. A. I. II (fin) (Gesundheitstechnik unter besonderer Berücksichtigung der Lüftung und Staubabscheidung in amerikanischen Giessereien. Ergebnisse einer Studienreise nach den U. S. A.). GÖHRING (O.); *Z. österr. Ingr.-Architekten-Ver.*, Autr. (3 nov. 1952), n° 21-22, p. 185-191, 15 fig.; (3 déc. 1952), n° 23-24, p. 206-208, 12 fig. E. 22690, 23137.

138-63. Appareil pour la mesure des faibles vitesses d'air variables en grandeur et en direction (Gerät zur Messung kleiner Luftgeschwindigkeiten wechselnder Grösse und Richtung). EISELE (E.), GAUGER (R.), GAUSS (F.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (nov. 1951), vol. 2, n° 6, p. 187-189, 8 fig., 4 réf. bibl. E. 22819.

139-63. Sur le fonctionnement de l'épurateur à micro-brouillards « Aerojet-Venturi ». I. II (fin). BOUCHER (R. M. G.); *Chal. Industr.*, Fr. (nov. 1952), n° 328, p. 363-377, 13 fig. (déc. 1952), n° 329, p. 425-430, 2 fig., 31 réf. bibl. — Appareil destiné à l'épuration physique des gaz industriels et des fumées. Mécanisme des chocs intermoléculaires. Génération des micro-brouillards, mécanisme de floculation. E. 23129, 23322.

140-63. Le dépoussiérage. *Tech. Inform. Chauff. Plomberie*, Fr. (oct. 1952), nouv. série n° 1, p. 34-35, 64, 5 fig. — Les filtres. Les séparateurs. Filtres secs, filtres visqueux, filtres à précipitation électronique. Filtres automatiques, filtres à nettoyage manuel. Séparateurs. Séparateurs du type cyclonique, du type dynamique centrifuge, du type à surface. Séparateurs par voie sèche, séparateurs par voie humide. Séparateurs à lame d'eau. E. 23090.

Did ÉCLAIRAGE

141-63. Recommandations d'ordre pratique à observer dans l'installation de lampes-tube à fluorescence en vue d'atténuer l'influence des perturbations radio-électriques. *J. Electriciens*, Fr. (déc. 1952), n° 284, p. 365. E. 23242.

142-63. Éclairage direct approximatif en un point produit par un appareil d'éclairage fluorescent circulaire (Approximate direct illumination at a point from a circular fluorescent luminaire). HEDRICH (W. A.); *Illum. Engng.*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 47, n° 11, p. 612-615, 4 fig., 10 réf. bibl. E. 23305.

143-63. Essais sur la discrimination de la brillance pour la spécification des quantités d'éclairage (Brightness discrimination data for the specification of quantity of illumination). BLACKWELL (H. R.); *Illum. Engng.*

U. S. A. (nov. 1952), vol. 47, n° 11, p. 602-609, 10 fig., 5 réf. bibl. E. 23305.

144-63. Recommandations pratiques pour l'éclairage d'appoint (Recommended practice for supplementary lighting). *Illum. Engng.*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 47, n° 11, p. 623-635, 40 fig. E. 23305.

145-63. Une meilleure lumière. Une intensité accrue. Un prix de revient moindre (Bessere Licht. Höhere Leistung. Geringere Kosten). KOPIETZ (K.); *Ingenieur*, Autr. (janv.-fév. 1952), n° 1-2, p. 1-6, 6 fig. E. 23356.

Did m Installations électriques.

146-63. Les bases techniques de l'installation électrique aujourd'hui et il y a un quart de siècle. I. II. FRANÇOIS (F.); *Bâtir*, Fr. (sep. 1952), n° 24, p. 26-33, 7 fig. (nov. 1952), n° 26, p. 31-35, 5 fig. E. 22341, 23276.

Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

Dif j Protection contre le bruit et les vibrations.

147-63. Mesure du bruit, le Bel, le Décibel et le Phone. PRUD'HON; *Chauff. Ventil. Conditionn.*, Fr. (nov. 1952), n° 9, p. 15-16, 19-20, 23, 25, 3 fig. — Importance des problèmes du bruit et nécessité d'une mise au point des unités. Quelques définitions. Mouvement vibratoire, ondes. Propagation des ondes sonores. Sensation auditive. Le Bel et le Décibel, le Phone. Utilité de l'adoption du phone. Quelques exemples d'application. Conclusions. E. 23023.

148-63. Les conditions d'emploi des matériaux absorbants dans l'acoustique architecturale. KATEL (I. E.); *Librairie Polytech.* Ch. Béranger, Paris (1952), 10 p., 15 fig., (Tiré du « Génie civ. », 15 nov. 1952). — Étude de l'absorption des ondes sonores par divers matériaux. Influence de la porosité et de la légèreté, de l'interposition de couches d'air, de la fréquence. Résonateurs à panneaux vibrants. Résonateur à air de Helmholtz. Matériaux absorbants suspendus. Bibliographie. E. 23430.

149-63. Isolation sonore par murs de séparation (Geluidisolatie door muren). VAN DEN EIJK (J.), KASTELEYN (M. L.); *Gezondheidsorganisatie T. N. O.*, n° 14; *Tech. Phys. Dienst T. N. O.*, T. H., n° 42, Pays-Bas (oct. 1952), VI + 13 p., 2 fig., 25 fig. h. t., 1 dpl. h. t. — Les résultats des essais effectués sur des murs de trente-cinq types différents ont montré que l'isolation sonore est principalement déterminée par la masse des murs par unité de surface. Cas des bruits transmis par l'air et cas des bruits transmis par chocs. Emploi des murs creux. E. 22795.

Dif l Protection contre l'incendie.

150-63. I : Contribution à la rationalisation dans les immeubles d'habitation (Beiträge zur Rationalisierung im Wohnungsbau). TRIEBEL (W.); Ed.: Franck'sche Verlagshandlung, Stuttgart, All. *Fortachr. Forsch. Bauwesen* (1952), n° 7, série D, 1 vol., p. 9-91, nombr. fig., réf. bibl. — II : Des possibilités d'utilisation des constructions incendiées (Ueber die Ausbauwürdigkeit von Brandruinen). WEISSE (K.); p. 95-110, 21 fig., 3 fig. h. t., 5 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-773 au chap. III « Bibliographie » de la D. T. 64. E. 23350.

Dif m Protection contre les séismes, inondations.

151-63. Bâtiments modernes résistant aux tremblements de terre et méthodes de construction au Japon (Modern earthquake-resistant buildings and construction methods in Japan). DIETZ (A. G. H.); *J. Boston Soc. civ. Engrs.*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 39, n° 4, p. 381-401, 20 fig., 1 réf. bibl. E. 23320.

152-63. Nouvelles recherches scientifiques sur la protection contre la foudre et influences pratiques sur la protection des bâtiments (Neuere wissenschaftliche Untersuchungen zur Blitzschutzfrage und ihre praktischen Auswirkungen auf den Gebäude-Blitzschutz). BEENKEN (C. D.); *V. F. D. B.*, All. (déc. 1952), n° 3, p. 137-139, 1 réf. bibl. E. 23386.

Dig l CANALISATIONS

153-63. Enquête sur le comportement en service des tuyaux sous pression en amiant-ciment (A survey of the behaviour in use of asbestos-cement pressure pipes). JONES (F. E.), LATHAM (J. P.); *Nation. Build. Studies*, C.-B. (1952), Special Report n° 15, VI + 28 p., 3 fig., 12 pl. h. t. E. 23360.

154-63. Le calcul des tuyaux en béton armé et non armé. GUERRIN (A.), DANIEL (G.); Ed.: Eyrolles, Paris (1952), 1 vol., 316 p., 222 fig. — Voir analyse détaillée B-767 au chap. III « Bibliographie ». — E. 23077.

155-63. Tolérances normalisées pour les coups de bélier dans les tuyauteries (Standard allowances for water hammer). *J. Amer. Wat. Works Ass.*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 44, n° 11, p. 977-995, 5 fig., 17 réf. bibl. Discussion. E. 23271.

156-63. Aqueduc en béton armé sur le Hagari (Inde). Plan Tungabhadra (Reinforced concrete aqueduct across the Hagari. Tungabhadra project). PADMANABHA PILLAI (K.); *Indian concr. J.*, Inde (15 oct. 1952), vol. 26, n° 10, p. 279-283, 11 fig., 1 pl. h. t. — Grand aqueduc en béton armé à double caisson comportant 58 ouvertures de 10,65 m. Longueur 700 m. E. 23086.

Do ENTREPRISES ORGANISATION. MAIN-D'ŒUVRE

157-63. Documentation. Présentation des articles de périodiques (Documentation. Voortelling van tijdschriftartikels). *Inst. belg. Normalis.*, Belg. (oct. 1952), 1^{re} éd., NBN 292, en français : 5 p., en flamand : 5 p. — Normes belges qui traitent successivement le titre et le nom de l'auteur de l'article, le compte rendu analytique, la conclusion, les notes de bas de page, les références bibliographiques, les tableaux et figures, les grandeurs, unités et symboles, le fractionnement de l'article en plusieurs fascicules successifs, la mise en page, la référence de classement, les prescriptions permettant d'unifier la documentation. E. 23284.

Dod MATÉRIEL ET OUTILLAGE

158-63. Les engins de transport. I. II. MOREL (H.); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (nov. 1952), t. 7, n° 11, p. 337-345, 6 fig., 8 réf. bibl. (déc. 1952), n° 12, p. 369-371, 3 fig. E. 23100, 23372.

159-63. Transport de constructions en acier (Transporte von Stahlbauten). DANDLIKER (H. E.); *Stahlbau-Bericht*, Suisse (nov. 1952), n° 11, 16 p., 14 fig. (résumé français). — Exemples de transport de poids lourds : charpentes montées, grosses poutres, fermes, grandes vannes de barrages, etc. sur routes; par remorques spéciales, sur voies ferrées; sur péniches; par transporteurs aériens. E. 23102.
CDU 629.1/4 : 693.97.

160-63. Le matériel de travaux publics au barrage de Bort-les-Orgues. I. — II. MONDIN (Ch.); *Tech. mod., Constr.*, Fr. (nov. 1952),

t. 7, n° 11, p. 332-336, 12 fig. (déc. 1952), n° 12, p. 372-377, 14 fig. E. 23100, 23372.
CDU 627.8 : 621.7/8.

161-63. Téléferique pour la construction des tunnels de Kemano (Colombie Britannique) (Aerial tramway serves Kemano tunnels). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (20 nov. 1952), vol. 149, n° 21, p. 42-43, 5 fig. E. 23277.
CDU 624.19 : 621.874.

162-63. Accidents aux grues causés par la pression du vent (Accidents to cranes caused by wind pressure). *Brit. Engine Boiler Electr.*

Insurance, G.-B. (1952), *Tech. Report*, nouv. séries, vol. 1, p. 148-150, 3 fig. E. 23429.
CDU 621.874 : 533.6.

Dof ORGANISATION DES CHANTIERS

163-63. Organisation des chantiers de construction (Organisation von Hochbaustellen). DRESSEL (G.); *Ingenieur*, Autr. (mai 1952), n° 5, p. 1-4, 9 fig., 3 réf. bibl. E. 23357.
CDU 690.5.

F. — LES OUVRAGES

Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

Fac j Ossatures. Piliers. Colonnes.

164-63. Construction allégée de mâts et pylônes. BAHKE (E.); *Ossature métall.*, Belg. (nov. 1952), n° 11, p. 526-531, 18 fig. — Étude des moyens propres à alléger la construction de mâts et pylônes. Comparaison de l'acier et des alliages légers, de la rivure et de la soudure. Profils économiques. Conception, résistance et raideur des nœuds. Construction en treillis et en cadres. Exemples de réalisation. E. 22879.
CDU 690.237.52 : 693.97.

165-63. Restauration et entretien de vieilles façades (Obnavljanje i vzdrzevanje starih fasad). RUDOLF (Z.); *Gradbeni Vestn.*, Slov. (1951), n° 5-6, p. 132-135 (résumés français, anglais et allemand). E. 23173.
CDU 690.22 : 690.593.

166-63. Murs de refend dans les bâtiments à étages multiples (Bracing walls for multistory buildings). GREEN (N. B.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 24, n° 3, p. 233-248, 13 fig. — Étude des contraintes. Exigences élastiques. Nouvelle méthode de calcul. E. 23227.
CDU 690.224 : 518.5.

167-63. Étude technique des conduits de fumée. VIII. DELL'ORO (J.); *Chaud, Froid*, Fr. (déc. 1952), n° 72, p. 57, 59, 61, 63, 65, 67, 6 fig. — Exemples de conduits de fumée à caractéristiques spéciales. Critiques des dispositions adoptées, améliorations à envisager. Calcul d'une cheminée de chauffage, coefficients de perte de charge en fonction des angles de déviation, des coudes, des changements de section. Pertes par les fumées. Exemple. E. 23297.
CDU 697.8 : 518.5.

168-63. Mesures des contraintes dans les constructions à ossature. V. (The measurement of stresses in framed structures). HAWKES (J. M.), FEALDMAN (H.); *Civ. Engng.*, G.-B. (déc. 1952), vol. 47, n° 558, p. 1029-1031, 11 fig. E. 23306.
CDU 693.9 : 620.1.

Fac l Poutres. Dalles. Planchers.

169-63. Le problème de la poutre encastree dans un mur et d'une façon plus générale, d'une tige encastree dans un massif. FRICERO (E.); *Sci. Tech.*, Belg. (1952), n° 7-8, p. 131-134, 8 fig. — Méthode de calcul de l'encastrement des poutres dans la maçonnerie considérée comme appui élastique et caractérisée par un coefficient de ballast. Applications. E. 23255.
CDU 690.237.22 : 518.5.

170-63. Calcul de la poutre en T d'après le Code du Bâtiment ACI 1951 (T-beam design and the 1951 ACI building code). WASIL (B. A.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 24, n° 3, p. 185-191, 7 fig. E. 23227.
CDU 690.237.22 : 693.55 : 518.5.

171-63. Flexion des poutres cantilever doubles (Flexure of double cantilever beams). WOLOSEWICK (F. E.); *Proc. A. S. C. E. (Struct. Div.)*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 78, Separ. n° 158, 11 p., 5 fig., 3 réf. bibl. — Il s'agit de deux poutres en porte-à-faux perpendiculaires l'une à l'autre. E. 23261.
CDU 690.237.22 : 539.37.

172-63. Problèmes de stabilité associés à l'étude des âmes des poutres à âme pleine. I. II. III (Stability problems associated with the design of plate girder webs). ROCKEY (K. C.); *Civ. Engng.*, G.-B. (oct. 1952), vol. 47, n° 556, p. 821-823, 9 fig., 15 réf. bibl.; (nov. 1952), vol. 47, n° 557, p. 918-920, 4 fig., 22 réf. bibl.; (déc. 1952), vol. 47, n° 558, p. 1025-1027, 7 fig., 6 réf. bibl. — Recherches effectuées sur le flambage des poutres à âme pleine. Détermination des charges de flambage d'une poutre à âme pleine donnée; résultats obtenus dans des recherches expérimentales. Critique des méthodes de calcul existantes. E. 22358, 22889, 23306.
CDU 693.9 : 518.5.

173-63. Calcul de la poutre continue. II (Die Berechnung des Durchlaufträgers). KOTTHOFF (J.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (déc. 1952), n° 12, p. 286-288, 5 fig. (Le premier art. a paru dans le n° de juin 1951). E. 23244.
CDU 690.237.22 : 518.5.

174-63. Déplacement des points de moments nuls dans les poutres de hauteur relativement faible en fonction de la largeur d'appui (Verschiebung der Momentennullpunkte bei niedrigen Trägern infolge Flächenauflagerung (Versuchsbericht). ALBRECHT (R.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (déc. 1952), n° 12, p. 289, 8 fig. E. 23244.
CDU 690.237.22 : 518.5.

175-63. Exemple numérique et formules pour le calcul des poutres formées de tôles minces avec sections non gauchissables. I (Beispiel und Formelsammlung zur Spannungsberechnung dünnwandiger Stäbe mit wölbbehindertem Querschnitt). BORNSCHUEVER (F. W.); *Stahlbau*, All. (déc. 1952), n° 12, p. 225-232, 21 fig., 2 réf. bibl. E. 23177.
CDU 690.237.22 : 691.71 : 518.5.

176-63. Étude expérimentale des poutres du type « Zofra ». I (Estudio experimental de vigas tipo « Zofra »). SCIAMMARELLA (C. A.); *Hormigon Elastico*, Argent. (oct. 1952), n° 10, p. 28-38, 19 fig. — Description, matériaux utilisés, essais effectués, leurs résultats et leur interprétation. E. 23131.
CDU 690.237.22 : 693.55.

177-63. Comparaison des méthodes de calcul de vibrations des cadres (Porównanie metod obliczenia drgan ramownic). SZCZEPANIAK (E.); *Inzyn. Budown.*, Pol. (1952), n° 11, p. 372-376, 19 fig. E. 23287.
CDU 693.9 : 518.5 : 534.15.

178-63. Proposition de révision des exigences minima standard imposées pour les éléments de planchers en béton préfabriqué ACI 711-46 (Proposed revision of minimum standard requirements for precast concrete floor units (ACI

711-46). *J. A. C. I.*, U. S. A. (nov. 1952), vol. 24, n° 3, p. 169-184, 12 fig., 1 réf. bibl. E. 23227.
CDU 690.25 : 693.057.1 : 331.14.

179-63. Théorie et pratique des parquets en bois (Holzfußböden in Theorie und Praxis). GRATZL (A.); *Mitt. Österr. Gesellsch. Holzforsch.*, Autr. (déc. 1952), vol. 4, n° 6, p. 7-17, 18 fig., 19 réf. bibl. E. 23246.
CDU 690.25 : 691.11.

Fac m Toitures. Voûtes. Dômes. Coupôles. Arcs. Escaliers.

180-63. L'escalier en bois. II. LEROUX (R.); *Menuisier Fr.*, Fr. (déc. 1952), n° 60, p. 7, 4 fig., 2 réf. bibl. E. 23082.
CDU 690.26 : 694.1.

181-63. Escaliers en acier. O. T. U. A., Fr. 1 broch., 27 p., 27 fig. — Dans un immeuble, rue Duret : escalier d'honneur, escalier principal, escalier de service. Escalier monumental de l'I. R. S. I. D. Escalier d'un immeuble à Puteaux. Escalier type P. M. Escalier hélicoïdal d'un studio, rue Duret à Paris. Conclusion. E. 22982.
CDU 690.26 : 693.97.

182-63. Les voûtes sur coffrages paraissent plus économiques que les dalles d'entretoisement (Forming arches seem cheaper than reinforcing slabs). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (27 nov. 1952), vol. 149, n° 22, p. 36, 39, 5 fig. — Comparaison entre la couverture par dalles plates et la couverture par voûtes juxtaposées construites sur coffrages. E. 23223.
CDU 690.226.

183-63. Fixation des toits sur les bâtiments. Que peut-il se produire quand un toit n'est pas suffisamment assujéti? (Fastening-down of roofs. What is liable to happen when a roof is not properly tied down?) *Inform. Sheet, Nation. Build. Res. Inst. S. Afr. Coun. sci. industr. Res.*, Afr. S. (nov. 1952), Sér. DIS 25, 117 Q, p. 1, 1 fig. E. 23161.
CDU 690.24 : 690.592.

184-63. La plus lourde dalle levée en position (L. A. lift-slab is heaviest yet). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (20 nov. 1952), vol. 149, n° 21, p. 44, 3 fig. — Dalle de béton armé de 450 000 kg coulée à plat et levée par palan, par la méthode Youtz-Slick, pour un toit d'église à Los Angeles. E. 23277.
CDU 690.24 : 693.55.

185-63. Couvertures en eau et coupôles noyées. HAYMANN (G.); *Glaces, Verres*, Fr. (déc. 1952), n° 123, p. 9-12, 4 fig. E. 23364.
CDU 690.243 : 690.236 : 699.86.

186-63. Deux toitures accolées en dalles minces de 20,1 m de portée (Two thin-slab roofs of 66-ft span). *Indian concr. J.*, Inde (15 oct. 1952), vol. 26, n° 10, p. 301-306, 13 fig. — L'un des toits est une voûte mince, l'autre est prismatique. Chacune des deux travées comporte six voûtes transversales en arc circulaire de 9,15 m de large. E. 23086.
CDU 690.236 : 693.55.

187-63. Calcul et projet des voûtes à voûte mince et à double courbure (Obliczanie i projektowanie cienkościennych sklepien wchrowatyach). LESNIAK (Z.); *Inzyn. Budown.*, Pol. (1952), n° 11, p. 364-367, 6 fig. E. 23287.
CDU 690.244 : 693.55 : 518.5.

188-63. Calcul d'un arc encastré symétrique à appuis de niveau sous l'effet d'un vent horizontal. LAYRANGUES (P.); *Travaux*, Fr. (déc. 1952), n° 218, p. 567-571, 9 fig. — Calcul au vent transversal d'un pont ou arc à tablier intermédiaire non muni de contreventement au-dessus du tablier. Équation donnant l'inconnue hyperstatique du problème (moment des forces à la clef). Utilisation des résultats au calcul des efforts dans une famille d'arcs dont la fibre moyenne est définie par une courbe du quatrième degré; examen de quelques cas particuliers. E. 23016.
CDU 690.236 : 518.5.

189-63. Méthodes de l'analogie de colonne dans le calcul des poutres en arc. III (fin) (Column analogy methods in the solution of arched beams). MORSE (W.); *Civ. Engng.*, G.-B. (nov. 1952), vol. 47, n° 557, p. 937-939, 7 fig. E. 22889.
CDU 690.237.22 : 690.236 : 518.5.

Fad ÉLÉMENTS NON PORTEURS

Fad j Cloisons. Plafonds.

190-63. Les parois en châssis de bois dressés en position réduisent les frais de main-d'œuvre (Tilt-up wood frame walls cut labor costs). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (27 nov. 1952), vol. 149, n° 22, p. 30-31, 6 fig. E. 23223.
CDU 697.8 : 694.1 : 690.022.

191-63. Le plafond Seibert-Stinnes « 16 » en poutres creuses (Die Seibert-Stinnes Hohl balkendecke « 16 »). WELLENSTEIN (R.); *Betonst. Ztg.*, All. (nov. 1952), n° 11, p. 414-416, 5 fig., 1 réf. bibl. (résumés anglais et français). — Plafond formé de poutres creuses juxtaposées et réunies par des goujons en béton. E. 22971.
CDU 690.254 : 690.237.22 : 621.46.

Feb HABITATIONS

Feb 1 Habitations individuelles.

192-63. Construction de maisons au moyen de blocs en béton, système Mont. montés à sec. *Génie civ.*, Fr. (1^{er} déc. 1952), t. 129, n° 23, p. 455, 3 fig., 1 réf. bibl. E. 23097.
CDU 728.3 : 691.32 — 412.

193-63. Protection contre le bruit et les déperditions calorifiques dans les habitations populaires (Schall-und Wärmeschutz im sozialen Wohnungsbau). REIHER (H.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (juil. 1952), vol. 3, n° 4, p. 109-116, 28 fig., 17 réf. bibl. E. 22820.
CDU 699.844 : 697.13 : 728.3.

194-63. L'évolution dans la technique du bâtiment (Die bautechnische Entwicklung). MITTAG (M.); *Ziegelindustrie*, All. (2 déc. 1952), n° 24, p. 910-912, 6 fig., 2 réf. bibl. — Construction de 3 000 habitations dans quinze villes allemandes à titre d'essais et de comparaisons. Choix des matériaux pour les parois. Plafonds et couvertures. Rôle des produits céramiques : briques, blocs, etc. E. 23367.
CDU 728.3 : 690.2.

Feb mo Immeubles de rapport.

195-63. L'immeuble Mont-Blanc Centre à Genève. *Bâtiment*, Fr. (27 déc. 1952), n° 52, p. 7-8, 9 fig. — Les procédés « Vacuum Concrete » appliqués à l'ossature en béton armé. E. 23382.
CDU 693.95 : 728.3.

Fec BATIMENTS CULTURELS

196-63. Intérêt d'une école à deux niveaux dans les centres urbains (Urban site requires two-story school). *Archit. Rec.*, U. S. A. (mars 1952), vol. 3, n° 3, p. 150-154, 11 fig. E. 23240. (+)
CDU 727.112.

197-63. L'incendie et les dispositions d'ensemble des écoles (Fire and the design of schools). *Build. Bull.* (Minist. Educat.), G.-B. (sep. 1952), n° 7, 57 p., 55 fig., réf. bibl. Moyens de fuite. Précautions à prendre dans la construction pour assurer la sécurité. Avertisseurs d'incendie. Moyens de combattre l'incendie. Précautions journalières. E. 23361.
CDU 699.81 : 727.1.

198-63. Projet de stade olympique pour Melbourne (Design for Melbourne olympic stadium). *Architect*, G.-B. (4 déc. 1952), vol. 202, n° 4381, p. 668-669, 3 fig. E. 22123.
CDU 725.826.4.

199-63. La cuve de plongée de l'École d'application du Génie à Angers. ROQUE; *Rev. Génie milit.*, Fr. (sep.-oct. 1952), t. 85, p. 429-436, 5 fig. E. 23288.
CDU 725.74 : 623.

200-63. L'aération des cinémas (Die Lüftung von Lichtspieltheatern). POHL (W.); *Gesundheitsingenieur*, All. (nov. 1952), n° 21-22, p. 353-359, 20 fig., 3 réf. bibl. E. 23017.
CDU 725.823.4 : 697.9.

201-63. Constructions métalliques transportables. HACKER (H.); *Ossature métall.*, Belg. (nov. 1952), n° 11, p. 537-542, 9 fig. — Constructions métalliques démontables pour cirque, de 40 m de diamètre comportant une coupole de 27,8 m de diamètre et 14,5 m de hauteur. Nombre de sièges : 2 400. Construction décomposée en petits éléments assemblés par boulons. Poids maximum d'un élément : 540 kg. Détails de construction. Procédé de montage. E. 22879.
CDU 725.8 : 693.97.

Fed OUVRAGES D'UTILITÉ PUBLIQUE

Fed j Travaux militaires.

202-63. Le chauffage et les installations sanitaires du Quartier général des Forces aériennes interalliées à Fontainebleau (H. Q. A. A. F. C. E.). III. Les installations sanitaires. CHAUD, FROID, Fr. (nov. 1952), n° 71, p. 75, 77, 79, 81, 83, 8 fig. E. 22921.
CDU 725.18 : 697 : 696.1.

Fed la Alimentation en eau.

203-63. Un type amélioré de bassin de décantation ou de sédimentation (An improved settling tank design). THOMAS (H. A., Jr.), DALLAS (J. L.); *J. Boston Soc. civ. Engrs.*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 39, n° 4, p. 354-372, 16 fig., 2 réf. bibl. E. 23320.
CDU 628.16.

Fed m Hygiène publique.

204-63. Égouts publics. Épuration. IX. DUBOSCH (Ch.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (août 1952), n° 4, p. 587-608, 6 fig. (résumé flamand). — Traitement des boues. Traitement par éloignement. Déversement en bassins à boue ou dans des dépressions du sol. Déshydratation des boues. Incinération des boues. Utilisation de la boue. E. 22851.
CDU 628.348.

Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX

Fib je Industrie.

205-63. Usine française du textile en béton précontraint (à Cholet) (A prestressed concrete French textile factory). GRINDROD (J.); *Builder*, G.-B. (5 déc. 1952), vol. 183, n° 5729,

p. 835-836, 1 fig. — Description générale. E. 23160.
CDU 725.4 : 693.57.

Fib 1 Dépôts de marchandises. Marchés.

206-63. Ossature métallique d'un entrepôt en Suisse. SCHLAGINHAUFEN (R.); *Ossature métall.*, Belg. (nov. 1952), n° 11, p. 532-536, 9 fig. — Entrepôt de 54 m de longueur, 18 m de largeur et trois étages. Cadres à deux articulations avec pendule central. Planchers en dalles de béton continues. Détails de construction. E. 22879.
CDU 725.35 : 693.97.

Fib n Production d'énergie. Barrages.

207-63. Établissement des valeurs hydrologiques du bassin de la Doire Baltée (Piémont) (Elaborazione dei dati idrologici del bacino della Dora Baltea). EDISON (G.); *Energ. elett.*, Ital. (nov. 1952), vol. 29, n° 11, p. 673-684, 10 fig., 1 réf. bibl. E. 23337.
CDU 526.99 : 627.8.

208-63. Nouvelles installations hydroélectriques au Niagara (Hydro-electric power developments at Niagara Falls). *Engineering*, G.-B. (28 nov. 1952), vol. 174, n° 4531, p. 687-688, 4 fig. — Ces travaux accroîtront de 1 200 000 ch la puissance tirée du fleuve. Les ouvrages établis sur la rive canadienne comprennent deux tunnels de plus de 8 km de long sous la ville de Niagara Falls; diamètre des tunnels : 15,5 m brut, 13,7 m après revêtement. Pour faciliter l'exécution des tunnels, cinq puits verticaux seront creusés le long du parcours jusqu'à des profondeurs variant de 61 à 100 m. Un canal de 4 km de long, de 61 × 21 m fait suite aux tunnels. Les travaux sont en cours. E. 23103.
CDU 627.8 : 624.19.

209-63. Méthodes de construction appliquées dans les nouvelles installations hydrauliques de l'Ontario au Niagara (Construction methods on Ontario hydro's new Niagara power development). MITCHELL (G.); *Engng J.*, Canada (nov. 1952), vol. 35, n° 11, p. 1175-1179, 1184, 8 fig. — Tunnels et canal. Essais sur modèles de très grandes dimensions. E. 23254.
CDU 627.8 : 624.19 : 620.015.7.

210-63. Béton et liants pour la construction de barrages sur le cours supérieur de la Dordogne (Béton und Bindemittel beim Bau der Talsperren der oberen Dordogne). MARY; *Zement-Kalk-Gips*, All. (nov. 1952), n° 11, p. 350-355, 15 fig. (résumés anglais et français). E. 23045.
CDU 627.8 : 691.328.

211-63. Usine-barrage de Daourat sur l'Oum er Rebba. HERMIL (M.); *Tech. mod., Constr.*, Fr. (nov. 1952), t. 7, n° 11, p. 325-331, 9 fig. E. 23100.
CDU 627.8 : 621.311.21.

212-63. Le barrage de Bin-el-Ouidane (Maroc). *Monit. Trav. publ. Bâtim.*, Fr. (13 déc. 1952), n° 50, p. 17, 19, 21, 2 fig. E. 23224.
CDU 627.8.

213-63. L'achèvement des constructions d'énergie hydraulique de la vallée d'Oberhasli (Suisse) V, VI, VII (fin) (Der Ausbau der Wasserkraft im Oberhasli). JUILLARD (H.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (29 nov. 1952), n° 48, p. 677-682, 11 fig., 1 réf. bibl.; (6 déc. 1952), n° 49, p. 691-693, 6 fig., 1 réf. bibl.; (13 déc. 1952), n° 50, p. 703-708, 11 fig. E. 23043, 23141, 23218.
CDU 627.8.

214-63. La dissipation de l'énergie dans les barrages (Die Energievernichtung an Wehren). BURKHARDT (E.); *Bautechnik*, All. (déc. 1952), n° 12, p. 343-345, 12 fig., 1 réf. bibl. E. 23178.
CDU 627.8.

215-63. Le barrage et l'usine hydroélectrique de Belver sur le Tage. *Génie civ.*, Fr. (15 nov. 1952), t. 129, n° 22, p. 421-424, 8 fig. — Installation comportant un barrage fixe de 80 m de longueur en béton massif, une écluse de 70 m de longueur, un barrage mobile de 260 m de

longueur à douze pertuis fermés par des vannes de 14 m. de hauteur, une centrale hydro-électrique. Détails de construction. E. 22884. CDU 627.8.

216-63. Le barrage de l'Oued Milok. THEVENIN (J.), VERIT (M.); *Terres, Eaux* (Algér.), n° 17, p. 14-31, 17 fig. — Implantation d'un barrage écrêteur de crues. Barrage-poids de 10 m de hauteur à profil Creager légèrement adouci. Exécution par le procédé Colcrete. Mode d'exécution. Réseau de drainage. Résultats obtenus. E. 23329. CDU 627.8 : 693.55

217-63. Le puits sous pression de la Centrale de Gondo. *Schweiz. Bauztg*, Suisse (27 déc. 1952), n° 52, p. 731-734, 9 fig. — Conduite forcée en roche de 800 m de long, inclinée à 70 % avec une partie blindée et une partie non blindée. E. 23380. CDU 627.8 : 628.15.

218-63. Installations de Glen Affric (Écosse) réalisées par l'Office hydroélectrique du Nord de l'Écosse. III (fin) (The Glen Affric scheme of the North of Scotland hydro-electric board). *Engineering*, G.-B. (31 oct. 1952), vol. 174, n° 4527, p. 553-555, 4 fig., 3 fig. h. t., 1 réf. bibl. — Station centrale de Fasnakyle. Installations auxiliaires de la station. Salle des commandes. E. 22698. CDU 627.8 : 621.311.21.

219-63. Coefficients de décharge pour les déversoirs irréguliers (Discharge coefficients for irregular overflow spillways). BRADLEY (J. N.); *Engng Monographs* (U. S. Dept Inter., Bur. Reclamat.), U. S. A. (mars 1952), n° 9, texte : II + 5 p., 1 fig.; figures : 46 p. E. 23296. CDU 532.5 : 627.8.

220-63. Amplitude des oscillations entretenues dans les chambres d'équilibre à étranglement (Amplituda trajnih oscilacija u vodostanima sa prigrisvacem). ESCANDE (L.); *Tehnika*, Yougosl. (1952), n° 6, p. T. 350-T. 351, 1 fig. (résumé français). — Déterminations graphiques de l'amplitude des oscillations entretenues du plan d'eau dans une chambre d'équilibre à étranglement ne satisfaisant pas à la condition de Thoma, expression approchée de cette amplitude. E. 22933. CDU 627.8 : 532.5.

Fic BATIMENTS PUBLICS

221-63. Un aperçu de studio de télévision CBS de 12 000 000 \$ à Los Angeles (A look at CBS' \$12-million TV studio in Los Angeles). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (20 nov. 1952), vol. 149, n° 21, p. 34-36, 5 fig. E. 23277. CDU 621.397.

Fid VOIES DE COMMUNICATION

Fid ja Routes.

222-63. Journées techniques de la route Avignon-Marseille du 14 au 18 octobre 1952. *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (déc. 1952), n° 251, 189 p., nombr. fig. — J. BOUCHAYER : Influence de la préparation des gravillons dans les revêtements superficiels. J. AHU : Le contrôle des gravillons routiers. G. LINCKENHEYL : Des dosages de gravillons et de liants dans les enduits superficiels mosaïque du type monocouche. L. IGNACE : Le point de vue du metteur en œuvre dans les revêtements superficiels. VALLA : Essais sur routes de gravillons. P. MARIE : Aéroport de Marseille-Margiane. Accès au hangar Boussiron. TIERI : Aérodrome d'Istres. Allongement de la piste des grands raids. SCHUHL : Les accès de Marseille. G. GALLENNE : La sécurité routière en fonction de l'aménagement routier. E. 23309. CDU 625.75 : 629.139.1 (061.3).

223-63. Pourquoi l'Amérique construit de meilleures routes (Why America builds better roads). RICHARDS (E. W. W.); *J. Instn munie.*

Engrs, G.-B. (déc. 1952), vol. 79, n° 6, p. 263-313, 29 fig., 1 réf. bibl. — Développement et amélioration des routes dans l'ère automobile. Routes américaines à péage. État des surfaces. Densité du trafic. Accidents. Croisements à quatre niveaux. Discussion. E. 23122. CDU 625.7/8.

224-63. Calcul mathématique des routes. I (Mathematical road design). MANTON (B. G.); *Highw. Bridges Engng Works*, G.-B. (17 déc. 1952), vol. 19, n° 963, p. 1-3. — Détermination de la largeur des routes en fonction du trafic. E. 23326. CDU 625.746.

225-63. Importance du coefficient « K » de portance du sol et son application aux projets de routes (Znaczenie i zastosowanie współczynnika nosności gruntu « K » przy projektowaniu grubości nawierzchni drog i lotnisk). STECKIEWICZ (C.); *Inzyn. Budown.*, Pol. (1952), n° 11 : « Biul. Inst. Tech. Budowl. », n° 8-A », p. 31-A-36A, 21 fig. E. 23287. CDU 625.731 : 624.131.49.

226-63. Dimensionnement de la superstructure des routes modernes (Dimenzioniranje zgornjega ustroja pri sodobnih cestah). JENKO (R.); *Gradbeni Vestn.*, Slov. (1951), n° 5-6, p. 113-126, 19 fig., 7 réf. bibl. (résumés français, anglais et allemand). E. 23173. CDU 625.7/8.

227-63. Le caoutchouc dans la route. Edit. R. C. P., Paris, 1 brochure, 21 p., 12 fig. — M. DURIEZ : Application du latex à l'amélioration des revêtements routiers. Examen du caoutchouc sous forme de poudre ou sous forme de latex. — H. C. J. de DECKER : Les recherches sur l'emploi du caoutchouc dans la route effectuées en Hollande par la Rubber-Stichting (Fondation du Caoutchouc). Influence de l'addition de latex au bitume sur sa fragilité, son point de ramollissement et ses propriétés élastiques. — ARIANO : Les essais d'emploi du caoutchouc dans la route, effectués en Italie. Revêtements tout caoutchouc; emploi du caoutchouc avec des liants hydrocarbonés. — R. BUGEON : Les émulsions bitume-latex et les expériences réalisées en France. Action du latex sur les caractéristiques de l'émulsion : stabilité, viscosité, vitesse de rupture. — A. R. SMEE : Les expériences réalisées en Grande-Bretagne. Emploi du « meallorub » dans les mélanges routiers; résultats obtenus. — B. GODEFROY : Quelques expériences réalisées en France depuis 1949. Essais d'incorporation au liant routier de caoutchouc sous forme de latex incorporé à froid. E. 23165. CDU 625.75 : 691.17.

228-63. Machinerie auxiliaire pour le revêtement du sol en Amérique (Maschinelle Hilfsmittel bei der Bodenvermörtelung in Amerika). GARBOTZ (G.); *Strassen-Tiefbau*, All. (nov. 1952), n° 11, p. 345-348, 17 fig. E. 23167. CDU 625.75 : 625.8.

229-63. Le caoutchouc dans le bâtiment et dans la construction des routes (Kautschuk im Baugewerbe und Strassenbau). *Bauwirtschaft*, All. (6 déc. 1952), n° 49, p. 1149-1151. E. 23189. CDU 625.75 : 691.17.

230-63. Journées techniques de la route de l'Association technique de la Route (Le giornate tecniche della strada dell'ATR). ARIANO (R.); *Strade*, Ital. (nov. 1952), n° 11, p. 309-315, 9 fig. — Les traitements de surface. L'autoroute du Nord à Marseille. Trois aéroports : Orange, Marseille, Istres. E. 23338. CDU 625.75 : 629.139.1 (061.3).

231-63. Établissement du revêtement des routes. Machines appropriées et importance des opérations. II (Betongbeläggningars utförande lämplig maskinutrustning och storlek paa arbetsobjekten). WIKSTRÖM (T.); *Beton Tek.*, Danm (oct. 1952), n° 3, p. 103-123, 14 fig. (résumé anglais). E. 23138. CDU 625.75 : 625.8.

232-63. Étude des revêtements bétonnés pour routes et aérodromes. PELTIER (R.); *Ann.*

I. T. B. T. P., Fr. (nov. 1952), n° 59 (Trav. publ., XVII), p. 1147-1160, 8 fig. (résumé anglais). — Qualités d'un bon béton routier. Examen du processus de la prise du ciment au microscope électronique et proposition d'une théorie permettant de déterminer le béton optimum. Avantages des entraîneurs d'air et résistance au gel. Mode de contrôle des bétons routiers. Discussion. E. 23174. CDU 625.84 : 629.139.1 : 693.54.

233-63. La défense contre les détériorations dues au sel projeté pour le dégel sur les revêtements des chaussées en béton (Zur Frage einer Verhütung von Tausalzschäden an Betonfahrbahndecken). KARSTEN (R.); *Strassen-Tiefbau*, All. (nov. 1952), n° 11, p. 339-340, 2 fig., 8 réf. bibl. E. 23167. CDU 625.84 : 693.54 : 620.19 : 699.8.

234-63. Joints de dilatation « noyés » pour éviter dans les revêtements de béton la discontinuité produite en général dans les surfaces de revêtements par les joints du type ordinaire (Juntas de contracción sumergidas para evitar en los pavimentos de concreto la irregularidad que en las superficies suelen motivar las juntas de contracción del tipo usual). BARONA de la O (F.); *Cemento Hormigon*, Esp. (déc. 1952), n° 225, p. 416-422, 11 fig. E. 23453. CDU 625.84 : 693.510 : 688.5.

235-63. Étude en coopération des « fillers » dans le béton bitumineux (A cooperative study of fillers in asphaltic concrete). CARPENTER (C. A.); *Publ. Roads*, U. S. A. (déc. 1952), vol. 27, n° 5, p. 101-110, 20 fig., 4 réf. bibl. E. 23318. CDU 625.85 : 691.161.

236-63. Le revêtement de la chaussée du nouveau pont de l'autoroute près de Hedemünden, Allemagne (Die Fahrbahnbeläge der neuen Autobahnbrücke bei Hedemünden). EHNERT; *Bitumen*, All. (déc. 1952), n° 9-10, p. 195-198, 7 fig. Détails d'exécution. E. 23390. CDU 625.74 : 625.85.

237-63. Essais sur des revêtements en asphalte coulé sur des chaussées en acier (Versuche mit Belägen aus Gussasphalt auf Stahlfahrbahnen). KIRSCHMER (O.); *Bitumen*, All. (déc. 1952), n° 9-10, p. 201-208, 15 fig., 11 réf. bibl. E. 23390. CDU 625.74 : 625.85 : 620.1.

238-63. Chaussées de ponts-routes en acier avec revêtements d'asphalte (Fahrbahnen von stählernen Strassenbrücken mit Asphaltbelägen). SEEGER (K. H.); *Bitumen*, All. (déc. 1952), n° 9-10, p. 208-214, 11 fig., 15 réf. bibl. E. 23390. CDU 625.74 : 625.85.

239-63. Quelques points de vue sur l'importance des normes pour les revêtements d'asphalte (Einige Gesichtspunkte zur Bedeutung der Normenvorschriften für Asphaltbeläge). SCHULZ (F.); *Bitumen*, All. (déc. 1952), n° 9-10, p. 215-216. E. 23390. CDU 625.85 : 691.161 : 389.6.

240-63. Divers procédés d'essais de stabilité des mélanges bitumineux aux États-Unis. II. III (fin) (Die verschiedenen Verfahren zur Prüfung der Stabilität von Bitumen-Mineralgemischen in den USA). SCHMIDT (H.); *Bitumen*, All. (oct. 1952), n° 8, p. 186-188, 7 fig., 1 réf. bibl.; (déc. 1952), n° 9-10, p. 217-223, 10 fig., 10 réf. bibl. E. 22769, 23390. CDU 625.85 : 691.161 : 620.1.

241-63. L'agrégat grossier dans les revêtements en conglomerat bitumineux (L'aggregato grosso nelle pavimentazioni in conglomerato bituminoso). ZAMBONI (D.); *Strade*, Ital. (nov. 1952), n° 11, p. 323-324, 1 fig. E. 23338. CDU 625.85 : 691.161 : 691.322.

242-63. Considérations sur la construction et les prix de chaussées asphaltées au caoutchouc (Beschouwingen over de Constructie en Prijzen van Rubber-Asfaltwegen). BRZESOWSKY (R. A.); *Tech. Wetenschappelijk Tijdschr.*, Pays-Bas (déc. 1952), n° 12, p. 239-243, 9 fig. E. 23385. CDU 625.85 : 691.161 : 691.17.

243-63. La route « Romea » de Venise à Trieste (La strada Romea). CALLIMBERTI (I.); *Strade, Ital.* (nov. 1952), n° 11, p. 317-322, 9 fig. E. 23338. CDU 625.7/8.

244-63. L'autoroute de la « Cisa » (Province de Parme, Italie) (L'autostrada della « Cisa »). *Corr. Costr.*, Ital. (11 déc. 1952), nouv. sér., n° 50, p. 6, 6 fig. E. 23292. CDU 625.7/8.

245-63. Les routes à péage (Toll roads). JØRGENSEN (R. E.); *J. Boston Soc. civ. Engrs*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 39, n° 4, p. 402-414. — Leur rôle, leurs avantages et leurs inconvénients du point de vue technique. Avis des usagers. E. 23320. CDU 625.7.

246-63. Influence du gel sur la capacité portante des routes (Load capacity of roads affected by frost). MOTL (C. L.); *Highw. Res. Board* (Nation. Acad. Sci. Nation. Res. Council), U. S. A. (1952), Bull. 54, Publ. 232, 17 p., 28 fig. E. 23332. CDU 625.746 : 620.192.422.

247-63. Dispositif d'anti-éblouissement sur les autoroutes à deux voies (Schema di antiabbagliamento su autostrada a due vie). VISIOLI (A.); *Strade, Ital.* (nov. 1952), n° 11, p. 325-331, 6 fig., 3 réf. bibl. E. 23338. CDU 625.746.

248-63. Nouveau grand garage d'autobus à ossature métallique (A new large steel framed transport garage). *Civ. Engng. G.-B.* (déc. 1952), vol. 47, n° 558, p. 1023-1024, 5 fig. E. 23306. CDU 725.382 : 693.97.

249-63. Observations et recherches relatives à l'apparition, sur les revêtements de routes en Angleterre, de détériorations dues à la gelée (Beobachtungen und Untersuchungen über das Auftreten von Frostschäden an Strassendecken in England). MÜLLER (H. E.); *Strassen-Tiefbau, All.* (déc. 1952), n° 12, p. 373-374, 9 fig. E. 23415. CDU 625.7/8 : 699.8.

Fid ji Voies ferrées.

250-63. Mécanisation dans la construction du métro à Varsovie (O mechanizacji przy budowie metra). KALICINSKI (J.); *Inzyn. Budown.*, Pol. (1952), n° 9, p. 301-309, 16 fig. E. 22222. CDU 625.1 : 690.022.

Fid I Voies maritimes.

251-63. Le port pétrolier de Lavéra (Marseille). COUTAUD (J.); *Modernisation, Fr.* (1952), n° 12, p. 86-95, 8 fig. E. 23081. CDU 627.217.1 : 662.75.

252-63. Les engins mécaniques de maintenance dans les grands ports français. VINCENZI (A.); *Modernisation, Fr.* (1952), n° 12, p. 113-120, 15 fig. E. 23081. CDU 627.3 : 621.874.

253-63. Calculs de la dépense minimum à prévoir pour des canaux en terre (Calcoli di minima spesa per canali in terra). ZAMPICHI (A.); *G. Genio civ.*, Ital. (oct. 1952), n° 10, p. 579-583, 4 fig. E. 23316. CDU 626.1 : 624.13 : 690.031.

254-63. Reconstruction du quai de Carenage à Dieppe (Reconstruction of Carenage quay wall at Dieppe). DESBAZELLE (M.); *Dock Harbour Author.*, G.-B. (déc. 1952), vol. 33, n° 386, p. 234-237, 8 fig. — Nouvelle application du béton précontraint. E. 23312. CDU 627.3 : 693.57.

255-63. Reconstruction du wharf de Craighouse (île de Jura, Écosse) (Reconstruction of Craighouse pier). ROBERTSON (A. M.); *Dock Harbour Author.*, G.-B. (déc. 1952), vol. 33, n° 386, p. 239-244, 10 fig. — Difficultés dues à l'accostage. Calcul du wharf pour résister aux vitesses anormales d'accostage. Courbes du travail absorbé par les pieux en « greenheart » suivant les vitesses d'accostage. Description du wharf. E. 23312. CDU 627.3 : 518.5.

256-63. Jetées construites à Rotterdam, raffinerie du groupe Royal Dutch Shell (Steigers voor de raffinaderij der N. V. de bataafsche petroleum maatschappij te Rotterdam (Perkins)). VAN LOOKEREN CAMPAGNE (J. P. A.);

Ingenieur, Pays-Bas (5 déc. 1952), n° 49, p. A. 543-A.544, 4 fig. (résumé anglais). — Jetées protégées par des dauphins flexibles en acier. Application de parechocs en caoutchouc pour protéger le front des « wharfs » rigides. E. 23150. CDU 627.3 : 699.8.

257-63. Discussion des efforts exercés par les vagues sur les brise-lames (Discussion of wave forces on breakwaters). KAPLAN (K.), HENNES (R. G.), LEONOFF (C. E.), HUDSON (R. Y.); *Proc. A. S. C. E.* (Hydraulics Div.), U. S. A. (nov. 1952), vol. 78, Separ. n° D-113, 11 p., 10 fig., 7 réf. bibl. (article publié : jan. 1952, *Proc. Separ.* n° 113. E. 23263. CDU 627.3 : 539.37.

Fif OUVRAGES D'ART

Fif j Souterrains.

258-63. Le revêtement des galeries. ROUSSELIER; *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (nov. 1952), n° 59 (Tech. gén. Constr., XIII), p. 1109-1128, 21 fig., 22 réf. bibl. (résumé anglais). — Étude du choix entre section brute et section revêtue; diamètre économique déterminé par la comparaison des investissements marginaux et de la valeur capitalisée de l'énergie marginale correspondant aux pertes de charge. Mode de calcul. Évaluation de l'étanchéité du terrain par injection sous pression. Stabilité chimique et stabilité mécanique. Étude sur des exemples des différents types de revêtements. E. 23174. CDU 624.19 : 693.6 : 624.138.

259-63. Quelques remarques en matière du calcul des parois du tunnel considérées comme un anneau plongé dans le milieu élastique. I (Kilka uwag w sprawie obliczania powłoki tunelu jako pierścienia w osrodku sprężystym). DĄBROWSKI (R.); *Inzyn. Budown.*, Pol. (1952), n° 9, p. 292-300, 13 fig. E. 22222. CDU 624.19 : 518.5.

260-63. Pression du sol sur les parois d'un tunnel (Cisnienie gruntu na obudowę tuneli). PIETKOWSKI (R.); *Inzyn. Budown.*, Pol. (1952), n° 11, p. 359-363, 7 fig., 9 réf. bibl. E. 23287. CDU 624.19 : 624.131.

Fif m Ponts.

261-63. Ponts en béton précontraint à l'étranger (Ausländische Brücken aus Spannbeton). GUTBERLET; *Strassen-Tiefbau, All.* (déc. 1952), n° 12, p. 362-364, 11 fig. — Ponts de Wadi Melah (Tunisie), de Sclayn (Belgique), de Philadelphie (U. S. A.), de Neufchâtel-en-Bray (France), de Galeo (Rio de Janeiro, Brésil). E. 23415. CDU 624.2/8 : 693.57.

262-63. Surcharges pour ponts-routes (Sobrecargas para puentes de estrada). CANSADO TAVARES (J. F.); *Lab. nacion. Engra civ.* (Minist. Obras Publ.), Portug. (1952), Publ. n° 25, 12 p., 11 fig., 1 fig. h. t., 15 réf. bibl. — Étude comparative des règlements de divers pays : Portugal, France, Allemagne, Angleterre, Italie, Suisse, Belgique, Hollande, Suède, Danemark, États-Unis, Brésil. E. 23164. CDU 625.74 : 331.14.

263-63. Les ponts de Hackensack et de la Passaic River (U. S. A.) (Hacken sack and Passaic River bridges). *Civ. Engng.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 22, n° 1. — O. H. AMMANN : Poutres à âme pleine d'une portée exceptionnelle adoptées pour ces ponts : p. 60-65, 10 fig. — E. E. PAUL : Calcul, fabrication et montage compliqués par la dimension des éléments : p. 66-71, 9 fig. E. 19068. CDU 624.27.

264-63. Calcul des ponts à portiques rigides avec raidisseurs longitudinaux (Design of rigid-frame bridges with kerbs). GALLIA (A.); *Concr. Constr. Engng. G.-B.* (déc. 1952), vol. 47, n° 12, p. 363-373, 12 fig., 10 réf. bibl. E. 23257. CDU 624.27 : 518.5.

265-63. Pont-route système « Callender-

Hamilton » à Great Yarmouth (G. B.) (Callender Hamilton road bridge at Great Yarmouth). *Engineering, G.-B.* (12 déc. 1952), vol. 174, n° 4533, p. 775, 1 fig. — Pont métallique à tablier inférieur et entretoisement supérieur de 33,5 m de portée pour deux voies de voitures. Hauteur libre supérieure à 5,5 m. L'avantage du système Callender-Hamilton est que les poutres transversales du tablier peuvent être placées au-dessus ou au-dessous des membrures inférieures des poutres principales. Cette particularité a été utile dans le cas considéré parce que la distance entre le niveau de la route et le dessous du pont devait être maintenu inférieur à 71 cm pour assurer la hauteur libre voulue au-dessus du niveau de la rivière. E. 23278. CDU 625.74 : 693.97.

266-63. Reconstruction du pont sur le Rhin de Düsseldorf-Neuss (Wiederaufbau der Rheinbrücke Düsseldorf-Neuss). SCHAECHTERLE (K.), WINTERGERST (L.); *Bauingenieur, All.* (jan. 1952), n° 1, p. 1-19, 58 fig. — Le pont détruit était un pont métallique à trois grandes travées avec de petites travées d'approche. Le nouveau pont, également métallique, mais très surbaissé, comporte trois travées principales de 103, 206, 103 m, plus de petites travées d'approche. Description des divers projets qui avaient été présentés. L'ossature longitudinale est constituée par des poutres à âme pleine à profil supérieur parabolique. Calculs; graphiques, détails de construction, exposé détaillé des méthodes de fabrication, du transport par grands éléments préfabriqués et du montage. E. 23058. CDU 624.27 : 693.97.

267-63. Le calcul du tablier en acier sous la chaussée du pont « Bürgermeister-Smidt » à Brême. II (fin) (Die Berechnung der Stahlfahrbahnplatte der Bürgermeister-Smidt-Brücke in Bremen). FISCHER (G.); *Stahlbau, All.* (déc. 1952), n° 12, p. 237-244, 10 fig., 1 réf. bibl. E. 23177. CDU 624.27 : 624.21 : 518.5.

268-63. Le nouveau pont sur la Lippe près de Wesel (Die neue Lippebrücke bei Wesel). BERR (O.), FLEIG (R.); *Bauingenieur, All.* (déc. 1952), n° 12, p. 425-432, 23 fig. — Ce pont remplace un pont détruit pendant la guerre. Pont en poutre continue en acier sur trois appuis avec deux portées de 48,5 m. Tablier en béton précontraint. Calculs statiques. Montage et construction. E. 23353. CDU 624.27 : 693.55.

269-63. Pont route sur voie ferrée à Loretto (Tyrol) (Die Strassenüber-führung bei Loretto). LANTSCHNER (E.); *Österr. Bauztg.*, Autr. (20 déc. 1952), n° 51, p. 10-12, 9 fig. — Pont en béton armé. Sa particularité est l'angle extrêmement aigu (20°) sous lequel la route coupe la voie ferrée. E. 23352. CDU 625.74 : 693.55.

270-63. Les nouveaux ponts-routes à Perth (Australie) (The new causeway bridges). *Constr. Rev.*, Austral. (10 oct. 1952), vol. 25, n° 6, p. 17-19, 5 fig. E. 23205. CDU 625.74 : 693.55.

271-63. Le nouveau pont sur la Traunfall près de Gmunden (Autriche) (Die neue Traunfallbrücke bei Gmunden (Oberösterreich). AICHORN (J.); *Beton-Stahlbetonbau, All.* (déc. 1952), n° 12, p. 290-293, 10 fig., 1 réf. bibl. E. 23244. CDU 624.6 : 693.55.

272-63. Reconstruction du pont sur le Véra à Piana Battolla (Spezia) (Ricostruzione del ponte sul fiume Véra in località Piana Battolla-La Spezia). TACCONI (G.); *G. Genio civ.*, Ital. (oct. 1952), n° 10, p. 584-587, 2 fig. — Pont de trois arches en ciment armé établies sur les anciennes piles. Portée des arcs : respectivement 43,4 et 42,4 m, chaussée de 6 m, plus trottoirs. E. 23316. CDU 625.74 : 693.55.

273-63. Le remblaiement des culées de pont (Die Hinterfüllung der Brücken widerlager). SCHAEFFTER (W.); *Strassen-Tiefbau, All.* (déc. 1952), n° 12, p. 368-370, 7 fig. E. 23415. CDU 624.21 : 624.135.

II. — TRADUCTIONS

D'ARTICLES TECHNIQUES EFFECTUÉES PAR L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Des reproductions de ces traductions peuvent être fournies aux adhérents de l'Institut Technique, moyennant une participation aux frais de traduction fixée forfaitairement à 300 F la page dactylographiée du format normal.

343. **Considérations rhéologiques sur le fluage de l'acier** (Rheologische Betrachtung über das Kriechen von Stahl). UMSTÄTTER (H.); *Arch. Eisenhüttenwes.*, All. (mars-avr. 1952), n° 3-4, p. 119-126, 12 fig., 14 réf. bibl. — Notion de la rhéologie (science de l'écoulement). Possibilité de considérer le comportement mécanique et particulièrement le fluage de divers matériaux en utilisant les notions de viscosité et de relaxation intimement liées avec la rhéologie. Adaptation mathématique des lois dans ce but. Essais de traction, de compression et de flexion par choc et entaille sur les bitumes

asphaltiques à diverses températures. Comparaison avec les résultats d'essais pratiqués sur l'acier. Dispositif d'essai des caractéristiques d'un fil d'acier pour déterminer la courbe de fluage. Annexe relative à l'utilisation des résultats de mesures. E. 23283, 23 p.

344. **Examen comparatif d'une cheminée shunt et d'une cheminée normale dans les maisons d'essai de la T. N. O.** (Vergelijkend onderzoek van een shuntschoorsteen en een normale schoorsteen in de T. N. O. proefwoningen). BASART (A. H. M.), VAN BEEK (E.), VAN GUNST (E.), MULDER (L. L.); *Gezondheid-*

organis. T. N. O., Pays-Bas, Rapport n° 10 (Gezondheidstech. T. N. O., Comm. n° 57), 22 fig. — Examen comparatif du fonctionnement d'une cheminée shunt et d'une cheminée ordinaire dans les maisons d'essai T. N. O., d'où il résulte que les deux types de cheminée sont utilisables dans la pratique, mais aucune des deux n'a satisfait convenablement à la condition que le tirage développé ait, en toute circonstance, une valeur comprise entre 2 et 2,5 mm à pleine charge de l'installation de chauffage. Modification proposée. E. 23241, 35 p.

III. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir, toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e.

B-766. **Le calcul graphique à l'usage des ingénieurs**. MASSON (H.); Ed. : Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris (1952), 1 vol. (16,5 × 25 cm), 134 p., 76 fig., 2 fig. h. t., 1 réf. bibl., F : 950. — Méthode de calcul graphique utilisant uniquement le papier quadrillé, le crayon et le double décimètre à l'exclusion de l'équerre, du compas et de la planche à dessiner. Opérations élémentaires d'extraction de racines carrées, cubiques, etc. Épure de sommation graphique; composition des forces parallèles; calcul des surfaces; ordonnée moyenne et moments statiques; efforts tranchants et moments fléchissants; rapprochement de la méthode par sommation graphique avec la méthode basée sur les polygones funiculaires; intégration graphique; application de l'intégration graphique aux poutres isostatiques; poutres hyperstatiques. E. 23176.

B-767. **Le calcul des tuyaux en béton armé et non armé**. GUERRIN (A.), DANIEL (G.); Ed. : Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris (1952), 1 vol. (16,5 × 25 cm), 316 p., 222 fig., F : 3 300. — I. Efforts auxquels sont soumis les tuyaux intérieurement et extérieurement, expériences faites en vue de déterminer les réactions du terrain enveloppant, théories de divers auteurs, leur synthèse pratique, effet des surcharges mobiles, exemples de calcul. II. Calcul des efforts internes et des moments. Différentes méthodes applicables au calcul des tuyaux circulaires, différentes influences concourant à l'ovalisation des tuyaux circulaires (réactions d'appui, poids propre, pressions intérieure ou extérieure, hydrostatique, remblai et surcharge, température, effort tranchant). III. Détermination des caractéristiques des tuyaux, vérification de leur résistance; application de la méthode courante du calcul du béton armé, du calcul par considération du béton tendu, du calcul à

la fissuration, du calcul à la rupture; exemples d'application. IV. Calculs spéciaux relatifs aux tuyaux-poutres, aux tuyaux à embase, aux tuyaux ovales et elliptiques et aux pièces spéciales de raccord, aux tuyaux ovoïdes, aux tuyaux annelés; calculs de déformation des tuyaux chargés. E. 23077.

B-768. **Le béton. Influence de ses constituants inertes. Règles à adopter pour sa meilleure composition. Sa confection et son transport sur les chantiers**. FAURY (J.); Ed. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris (1953), 3^e édit., 1 vol. (14 × 21,5 cm), vi + 197 p., nombre fig., F : 940. — I. Agrégats, propriétés exigées, roches dont ils proviennent, impuretés prohibées ou tolérées, forme des agrégats, leur module d'élasticité, leur adhérence au mortier; composition granulométrique, homogénéité des agrégats. II. Influence de la composition granulométrique sur les qualités du béton, caractéristiques du béton autres que les résistances mécaniques et éléments dont dépend la composition granulométrique requise pour le béton. Maniabilité et ségrégation. Eau de gâchage. Procédés de mise en œuvre (piquage, damage, vibration, granulations appropriées). Effet de paroi, conditions de pénétration dans les moules et de serrage du béton. Détermination de la dimension maximum d'un gravier et du rayon moyen d'un moule. Lois de variation du vide d'un béton. Tracé général des courbes granulométriques de référence. Étude granulométrique des bétons. Béton sur les chantiers (confection, bétonnières, malaxage, transport, roulage, élévation, descente, pompage). Annexes : Analyse granulométrique des agrégats. Tracé de la courbe granulométrique d'un agrégat. Tracé de la courbe granulométrique d'un mélange. Échelle des racines cinquièmes. Échelle des indices pondéraux des agrégats élémentaires. Échelle des indices pondéraux

des mélanges. Tracé de la courbe granulométrique d'un béton de référence. Indices pondéraux des bétons. Exemple pratique d'un béton à trois agrégats en masse indéfinie. Exemple pratique d'un béton à deux agrégats avec effet de paroi. Bibliographie. E. 23269.

B-769. **Journées d'étude sur les peintures et vernis dans la lutte contre le feu**. Paris 3-6 juin 1951. Ed. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris (1952), 1 vol. (21,5 × 27 cm), 308 p., 156 fig., F : 3 000. — Comptes rendus des Journées d'étude placées sous les auspices de la Fédér. Ass. Tech. Industr. Peint., Vernis, Émaux, Encres, Imprimerie, Europe continentale. Sept conférences plénières et vingt-six communications ont été présentées dans quatre sections : I : Essais. II : Conception des produits et applications. III : Fabrications spéciales et applications spéciales. IV : Divers : législation, normalisation, sécurité, hygiène. Soit en français, soit en anglais : conférences, communications ou interventions de soixante-sept auteurs. Bibliographie. E. 22940.

B-770. **Le bois, matériau de la construction moderne**. CAMPREDON (J.); Ed. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris (1953), 3^e édit., 1 vol. (13 × 22 cm), vii + 163 p., 41 fig., F : 380. — Caractéristiques du bois en fonction de son hétérogénéité et de son anisotropie : structure, rétractibilité, durabilité, résistances mécaniques. Techniques modernes de traitement et d'amélioration des bois : séchage, traitement par imperméabilisant, hydrofuges, antiseptiques, contreplaqués et panneaux agglomérés, amélioration par les résines synthétiques. Techniques les plus récentes d'utilisation du bois : organes d'assemblage, charpentes triangulées et collées, applications dans les industries mécaniques et textiles, formage et moulage du bois. Bibliographie. E. 22939.

ERRATUM. — Documentation Technique, n° LXII, page 199, n° 42-62, lire : p. 437-448, au lieu de : p. 448.

(Reproduction interdite.)

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS, 28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS-VII^e.

13.657-4-53. — ARRAULT et C^{ie}, Maîtres Imprimeurs à Tours (France). Dépôt légal : 2^e trim. 1953.

(Ann. I. T. B. T. P. Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.)

COLLECTION DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

VIENT DE PARAÎTRE :

FORMULAIRE DU BÉTON ARMÉ

R. CHAMBAUD,
Ingénieur des Arts et Manufactures

PAR

ET

P. LEBELLE,
Ancien élève de l'École Polytechnique.

TOME PREMIER

AVEC LA COLLABORATION DE **R. CLOET,**
Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Préface de **A. CAQUOT,** *Membre de l'Institut.*

Sauf dans les cas particulièrement simples, l'étude d'une construction en béton armé implique l'emploi de formules et de données numériques que la mémoire ne suffit pas à retenir et qu'il est nécessaire de rechercher dans des cours de Résistance des Matériaux, des traités ou des revues techniques français et étrangers. De même, l'application de formules qui se répètent un grand nombre de fois dans les projets justifie l'emploi de tableaux, d'échelles fonctionnelles ou d'abaques qui réduisent considérablement le travail du calculateur et les erreurs possibles.

A cet égard les ouvrages mis par les éditeurs à la disposition des projecteurs sont rarement complets car ils se bornent souvent aux formules générales; certains, même récents ou réimprimés récemment, contiennent des tableaux établis pour l'emploi de méthodes périmées ou de contraintes non réglementaires; les *Règles d'utilisation du béton armé* (Règles BA 1945) sont souvent à peine évoquées, commentées ou appliquées; il en est de même pour les *Règles d'utilisation des ronds crénelés et lisses à haute résistance pour béton armé* (Règles 1948 ronds n° 40-60).

Les ingénieurs d'études français n'ont donc pas actuellement à leur disposition un instrument de travail complet et développé; aussi l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* et la *Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France et de l'Union Française* ont-ils entrepris de réunir dans

un formulaire tous les éléments susceptibles de fixer le choix sur les méthodes les mieux adaptées aux différentes études et d'y condenser sous forme de tableaux, d'échelles ou d'abaques le maximum de renseignements numériques.

Cet ouvrage, qui comprendra plusieurs tomes, traitera aussi bien du calcul des sections que de celui des ouvrages en général et de leurs dispositions particulières. Il comportera un chapitre important consacré à la résistance des matériaux dans lequel tous ceux qui ont à l'utiliser, même pour des applications ne se rapportant pas aux constructions en béton armé, trouveront de nombreux et utiles renseignements.

Le présent tome I traite du calcul des sections en fonction des différentes sollicitations. Certains des développements fournis, notamment en ce qui regarde la résistance aux efforts tranchants et aux couples de torsion, expliquent les prescriptions correspondantes des Règles BA 1945, et les généralisent pour des cas beaucoup plus étendus. Un chapitre spécial traite de la flexion élastoplastique et permet d'en introduire les méthodes dans les bureaux d'études.

Le tome II traitera de la résistance des matériaux en général, mais envisagée principalement du point de vue du béton armé.

Le tome III traitera des ouvrages en béton armé en général.

Le tome I du *Formulaire du Béton Armé* comprend xvi + 444 pages format 14 × 22,5 cm dont 114 pages de tableaux numériques, 219 figures, 28 abaques, 73 échelles fonctionnelles et de nombreux exemples.

Cet ouvrage est en vente à *La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e, au prix de 3 800 F l'exemplaire relié pleine toile forte, titre or. (Franco port recommandé : 4 000 F, C. C. P. Paris 8524-12.)

EXTRAIT DE LA TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE PREMIER

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES ET MÉCANIQUES DES SECTIONS DES PIÈCES PRISMATIQUES

Données numériques relatives aux armatures.

Ronds lisses. Ronds crénelés. Distance des armatures à la face libre du béton. Armatures anglo-saxonnes lisses.

Caractéristiques des sections transversales.

Aires; moments statiques; centres de gravité; moments d'inertie; ellipses d'inertie; cercles d'inertie; noyaux centraux; modules de résistance. Sections simples usuelles; triangles; rectangles; polygones réguliers; cercles; ellipses; secteurs circulaires; sections annulaires. Sections décomposables en éléments simples; détermination des caractéristiques par le calcul; par les méthodes graphiques; au moyen d'abaques.

CHAPITRE II

FORMULES ET MÉTHODES POUR LA DÉTERMINATION DES CONTRAINTES DANS LES PIÈCES PRISMATIQUES

Contraintes normales en flexion plane composée.

Hypothèses et notations. Section homogène, matériau résistant à la compression et à la traction. Section homogène, matériau ne résistant pas à la traction; formules et tableaux pour les sections rectangulaires, circulaires et annulaires; exemples d'application. Béton armé; formules et exemples d'application. Détermination graphique de la fibre neutre et des contraintes en flexion composée; exemples d'application.

Contraintes tangentielles.

Contraintes dues aux efforts tranchants dans les poutres de section constante; section homogène, matériau résistant à la traction et à la compression; section homogène, matériau ne résistant pas à la traction; béton armé, adhérence. Contraintes dues aux efforts tranchants dans les poutres de section variable; poutres à goussets horizontaux; poutres de hauteur variable, matériaux homogènes, béton armé, flexion composée. Contraintes dues aux couples de torsion; pièces homogènes à section constante; formules générales et particulières; sections usuelles; tubes minces avec ou sans cloisons intérieures; sections en caissons; pièces en T, en I, en U; centres de torsion.

Calcul des pièces à forte courbure.

Théorie classique approchée; application au béton armé; contraintes et déformations. Théorie mathématique de l'élasticité.

Flexion gauche ou déviée.

Formules générales. Cas du béton armé. Contraintes tangentielles. Cas particulier d'une section rectangulaire pour un matériau ne résistant pas à la traction (fondations).

CHAPITRE III

CALCULS RELATIFS AUX CONTRAINTES NORMALES DANS LES PIÈCES EN BÉTON ARMÉ, EN FLEXION SIMPLE OU COMPOSÉE

Flexion simple.

Sections rectangulaires sans armatures comprimées. Sections rectangulaires avec armatures comprimées. Sections en T sans armatures comprimées. Sections en T avec armatures comprimées. Sections quelconques. Sections mixtes.

Flexion composée.

Introduction. Théorie générale pour le cas où les contraintes sur les fibres extrêmes de la section sont de signes différents. Application des méthodes ramenant les problèmes de flexion composée à ceux de flexion simple; flexion et compression, exemples numériques; flexion et traction, exemple numérique. Calculs de vérification des contraintes. Emploi d'abaques pour la solution des problèmes de flexion composée; abaques du premier type; abaques du second type; exemples numériques.

Échelles fonctionnelles, tableaux et abaques pour la flexion simple et composée.

Échelles fonctionnelles nos 1 à 72. Tableaux numériques Nos 1 à 18; formules employées; liste des tableaux; sections rectangulaires et sections en T; tableaux pour R_b quelconques, et R_b variant de 1 400 à 2 400 kg/cm²; calcul du minimum d'armatures en flexion composée. Abaques nos 1 à 20 pour la flexion simple ou composée; liste des abaques; sections partiellement ou entièrement comprimées; calcul des sections d'armatures et des contraintes; armatures symétriques et dissymétriques; sections rectangulaires, circulaires, annulaires, octogonales; formules utilisées pour la construction des abaques.

Compression simple.

Pièces à armatures longitudinales. Pièces frettées; abaque pour la détermination des coefficients de frettage dans les sections circulaires et rectangulaires.

Traction simple.

Tirants. Adhérence, Ancrages.

CHAPITRE IV

EFFETS DE L'EFFORT TRANCHANT ET DU COUPLE DE TORSION DÉTERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

Flexion simple.

Détermination des armatures transversales et des contraintes supportées par le béton; poutres de hauteur constante, poutres à goussets; répartition des étriers; poutres de hauteur variable; vérification des zones d'appuis, adhérence, abaque pour les contraintes d'adhérence; liaison des hourdis et des nervures.

Flexion composée.

Flexion et compression; sections partiellement tendues; exemples numériques; sections entièrement comprimées. Flexion et traction; sections entièrement tendues, exemples.

Torsion.

Contraintes tangentielles et déformations élastiques. Vérification des sections et détermination des armatures; résistance à la torsion par armatures transversales et longitudinales, exemples numériques; résistance à la torsion par armatures hélicoïdales, exemple numérique.

CHAPITRE ANNEXE

FLEXION ÉLASTOPLASTIQUE

Généralités.

Quelques aspects de la question. Comportement élastoplastique des matériaux; aciers; bétons. Bases théoriques et expérimentales. Choix du coefficient de sécurité à admettre.

Développement de la théorie élastoplastique.

Flexion simple dans les sections rectangulaires; cas des aciers comprimés. Flexion simple dans les sections en T; largeur de table utilisable, conditions de non flambement; contribution de la table dans la compression. Flexion composée dans les sections rectangulaires. Flexion composée dans les sections en T. Discussion sur les formules de flexion composée. Cas des efforts de compression presque centrés.

Conditions complémentaires de sécurité.

Fissuration; flexibilité. Efforts permanents et efforts variables. Efforts tranchants. Comportement élastique.

Cas des aciers sans palier de ductilité marquée.

Applications numériques. Exemples.

Calcul de sections de formes diverses en flexion élastoplastique simple et composée; comparaison avec la théorie classique.

Conclusion.

ERRATA

Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, février 1953, sixième année, n° 62, SÉRIE : THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL (XVIII).

G. MERCY. — Fondations circulaires pleines ou circulaires annulaires soumises à des charges excentrées.

Page 150, 29^e ligne :

au lieu de : (abaque I) lire : (abaque IV).

Page 151. — Dans l'échelle de gauche des ordonnées de l'abaque II :

au lieu de : 0,70, lire : 0,65;

au lieu de : 0,80, lire : 0,70.

Page 154.

au lieu de : $\varphi = \frac{N}{naR^2}$, lire : $\varphi = \frac{N}{naR}$.

Page 156. — Abaque V.

au lieu de : $\varphi = \frac{N}{naR^2}$, lire : $\varphi = \frac{N}{naR}$.

ERRATA

Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, février 1953, sixième année, n° 62, SÉRIE : QUESTIONS GÉNÉRALES (XX) :

R. L'HERMITE. — La Recherche Scientifique aux États-Unis et dans le Monde.

Page 190, colonne de droite, 5^e alinéa,

au lieu de : 1851, lire : 1831;

au lieu de : 1936, lire : 1938.

ERRATA

Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, mars-avril 1953, sixième année, n° 63-64, RÉSUMÉS FRANÇAIS-ANGLAIS.

Remplacer les résumés de la conférence de M. BJERRUM par les textes suivants :

Deb jil se **Fondations sur pieux.**

Les pieux de fondation en Norvège. BJERRUM (L.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mars-avril 1953), n° 63-64 [Soils et fondations (XIII)], 2 p., 1 fig.

Les problèmes de fondation rencontrés en Norvège sont posés en général par l'existence de dépôts alluvionnaires épais d'argile molle et sensible au remaniement.

Les fondations par pieux sont en conséquence réalisées sur une grande échelle. On préfère généralement employer les pieux en bois, mais on utilise également beaucoup les pieux en acier. Des profilés H et même des ronds de faible diamètre sont enfoncés jusqu'au rocher à travers 30 à 50 m d'argile molle et chargés à 800 kg/cm².

Pour illustrer les difficultés rencontrées dans l'estimation de la charge de sécurité des pieux dans l'argile sensible au remaniement, on peut signaler qu'immédiatement après le fonçage dans l'argile fluide la force portante peut être presque nulle; il est même souvent nécessaire de charger les pieux en bois au cours du battage pour éviter qu'ils ne remontent sous l'effet de la sous-pression exercée par l'argile liquéfiée. Mais malgré cela la force portante d'un tel pieu peut arriver à dépasser 20 t quelques semaines après le fonçage.

Dans le but de fixer une base provisoire d'estimation des forces portantes des pieux dans l'argile, l'Institut Norvégien de Géotechnique a dépouillé un certain nombre d'essais de chargement sur pieux en bois recueillis par l'Ingénieur en Chef du Département Géotechnique des Chemins de Fer de l'État Norvégien M. Sv. SKAVEN-HAUG. Les données recueillies concernent plus de trente essais de chargement finnois, suédois et norvégiens.

Les résultats du dépouillement sont réunis dans un graphique donnant le frottement latéral en fonction de la résistance moyenne du sol au cisaillement et dans un tableau.

On peut tirer de ces résultats l'importante conclusion que la valeur du frottement latéral des pieux essayés est voisine de la résistance propre au cisaillement de l'argile. Cette conclusion paraît valable aussi bien pour les argiles sensibles que pour celles qui ne le sont pas. CDU 624.154.

Deb jil se **Foundations on piles.**

Pile foundations in Norway. BJERRUM (L.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (March-April 1953, n° 63-64) [Soils and foundations (XIII)], 2 p., 1 fig.

The foundation problems met with in Norway are commonly related to the deep deposits of alluvial soft and sensitive clay.

Pile foundations are, consequently, used to a great extent. Generally timber piles are preferred, but also steel piles are extensively used. H-profiles and even thin steel rods are driven down to rock through 98-164 ft. of soft clay and loaded with 11 378 lb/sq. ft.

In order to demonstrate the difficulties met with in estimating the safe load on piles in sensitive clay, it can be mentioned that immediately after the driving in the « quick-clay », the bearing capacity can be almost zero; often it is even necessary to load timber piles during the driving in order to prevent them being pressed up by uplift in the liquid clay. But in spite of this the bearing capacity of such a pile may have increased to more than 20 t some weeks after the driving.

In order to get a provisional basis for a judgment of the bearing capacities of piles in clay the Norwegian Geotechnical Institute has made an interpretation of a number of loading tests with timber piles collected by the chief engineer at the Geotechnical Department of the State Railways, M. Sv. SKAVEN-HAUG. The pile data includes more than thirty Finnish, Swedish and Norwegian pile loading tests.

The results of this interpretation are plotted in a graph showing the average natural shear strength as abscissa and the skin friction as ordinate.

From the tabulated values and the graphical plot the important conclusion may be drawn that the skin friction of the investigated piles approximates the natural strength of the clay. This finding seems to hold good for sensitive and not sensitive clays. UDC 624.154.

SOLS ET FONDATIONS (III)

Déjà paru dans la même série au 31 janvier 1953 :

N° 1. — V. ROMANOVSKY, Recherche sur les propriétés physiques des sédiments meubles.

N° 2. — E. de BEER, Quelques exemples d'application des méthodes d'investigation utilisées en Belgique pour la résolution des problèmes de fondation.

N° 3. — JOURNÉES DES FONDATIONS ET DE LA MÉCANIQUE DES SOLS.

Organisées les 7 et 8 mai 1950, sous les auspices du Comité français de Mécanique des Sols.

A. MAYER, Digue et barrages.

R. L'HERMINIER, Routes et pistes d'envol.

P. HABIB, Détermination du module d'élasticité des roches en place.

J. DELARUE et M. MARIOTTI, Quelques problèmes de mécanique des sols au Maroc.

F. DERVIEUX, Problèmes particuliers de mécanique des sols en Algérie.

Visite de la Centrale d'Ivry (Fondations).

Visite du service « Sol et Fondations » des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

J. BOUVET, Les terrassements du canal de Donzère-Mondragon.

J. FERRANDON, Les équations indéfinies de la mécanique des sols.

M. BUISSON, Charges admissibles des fondations profondes. Données théoriques et expérimentales.

N° 4. — P. HABIB et R. MARCHAND, L'essai de cisaillement rectiligne.

N° 5. — P. HABIB, Nouvelles recherches en mécanique du sol.

N° 6. — A. TAGER, Nouveaux procédés de stabilisation des sols.

N° 7. — F. DERVIEUX, Application de la mécanique du sol. Le compactage des sols.

N° 8. — J. VERDEYEN et V. ROISIN, Nouvelle théorie du soutènement des excavations profondes.

N° 9. — H. F. WINTERKORN, Nouvelles recherches en matière de stabilisation des sols.

N° 10. — P. HABIB, R. MARCHAND et E. TINCELIN, Mesures des pressions de terrains.

N° 11. — M. BUISSON, Les glissements de la falaise de Sainte-Adresse.

N° 12. — P. HABIB, La résistance au cisaillement des sols.

BATIR

REVUE TECHNIQUE DE LA FÉDÉRATION NATIONALE DU BATIMENT ET DES ACTIVITÉS ANNEXES
PUBLIÉE AVEC LE CONCOURS DE L'INSTITUT TECHNIQUE
ET DES LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

SOMMAIRE DU NUMÉRO 29 (FÉVRIER 1953)

Éditorial.

Enseignement technique expérimental.

GROS ŒUVRE : Les qualités du béton cellulaire vues à travers un nouveau procédé.

PEINTURE ET DÉCORATION : Minimum de plomb ou chromate de zinc ?

MÉTAL : Construction d'un groupe

d'habitations à ossature métallique à Thionville.

ÉQUIPEMENT TECHNIQUE : Un nouveau moyen de lutte contre l'humidité : le procédé électro-osmotique.

PATHOLOGIE DE LA CONSTRUCTION : Les enduits.

DE LA TECHNIQUE AU DROIT : Les retards de paiement et leur sanction juridique dans le cadre du contrat d'entreprise.

NOUVEAUTÉS BREVETÉES : Chasses d'eau.

Une nouveauté : le flocage.

Les films du Bâtiment.

Le contrôle du béton sur chantier.

Pavillons individuels en Savoie.

Giraudoux urbaniste.

Échos et Informations.

Le nouvel immeuble de la Cégédur.

Fiches bibliographiques.

Ces textes s'attachent à présenter, d'une façon à la fois simple et complète, des renseignements utiles.

Prix du numéro : 300 F

SPÉCIMEN GRATUIT SUR DEMANDE

BATIR — 33, avenue Kléber, Paris-XVI^e

Abonnement d'un an : 2 500 F
(Neuf numéros)

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SESSION 1952-1953 (Seconde Série)

Salle de la Fédération Nationale du Bâtiment, 7, rue La Pérouse, Paris-XVI^e.

CONFÉRENCES

MARDI 14 AVRIL 1953, à 17 h. 30

LA PART DE L'INSTALLATION ÉLECTRIQUE
DANS L'EFFORT DE PRODUCTIVITÉ DU BATIMENT

par M. COMTET, Président de la Fédération Nationale de l'Équipement Électrique.

MARDI 21 AVRIL 1953, à 17 h. 30

Sous la Présidence de M. de MAUBLANC,
Contrôleur Général de l'Équipement à l'Électricité de France.

LE BARRAGE DE TIGNES

par M. LIGOUZAT, Directeur de la Région Équipement Hydraulique Alpes I
de l'Électricité de France.

MARDI 28 AVRIL 1953, à 17 h. 30

Sous la présidence de M. RIGOLOT,
Président Fondateur de l'Union Nationale des Peintres-Vitriers de France.

APPLICATIONS PRATIQUES DES COULEURS FONCTIONNELLES

par M. SAFFRE, Ingénieur à la Société Française Duco.

MARDI 5 MAI 1953, à 17 h. 30

LES PRIX DANS LES TERRASSEMENTS

par M. LARUELLE, Ingénieur.

MERCREDI 6 MAI 1953, de 9 h. 30 à midi.

(au lieu du lundi 18 mai, précédemment prévu)

JOURNÉE DE L'ÉCLAIRAGE NATUREL

Organisée avec la collaboration de l'Association Française des Éclairagistes.

Introduction générale aux études d'éclairage naturel, par M. J. DOURNON.

Études anglaises d'éclairage naturel, par M. R. G. HOPKINSON.

Études suédoises d'éclairage naturel, par M. G. PLEIJEL.

Études allemandes d'éclairage naturel, par M. W. ARNDT.

Discussions.

SAMEDI 9, LUNDI 11, MARDI 12 et MERCREDI 13 MAI

**JOURNÉES INTERNATIONALES DU CHAUFFAGE, VENTILATION,
CONDITIONNEMENT DE L'AIR**

(voir le programme sur la page 2 de la couverture)

MARDI 19 MAI 1953, à 17 h. 30

Séance organisée en commun
avec l'Association Française des Ponts et Charpentes
et l'Association Scientifique de la Précontrainte.

Sous la présidence de M. GRELOT,
Inspecteur Général des Ponts et Chaussées,
Directeur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées,
Président de l'Association Française des Ponts et Charpentes.

**CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT, SANS CINTRE FIXE,
DE PONTS EN BÉTON PRÉCONTRAINT
PONT DE WORMS SUR LE RHIN**

par M. Henry LOSSIER, Ingénieur-Conseil.

L'INFORMATION TECHNIQUE CINÉMATOGRAPHIQUE

MERCREDI 15- AVRIL 1953, à 18 h. précises

Programme :

ATELIER MAGASIN DE LA SOLLAC A SEREMANGE

LE PROCÉDÉ « PERCUTOVIBRO ».

UNE EXPÉRIENCE DE PRÉFABRICATION SUR L'ÎLOT V 4 AU HAVRE.

ADDUCTION DES EAUX DE L'OUËR R'BI.

ACTUALITÉS DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS.

MERCREDI 6 MAI 1953, à 18 h. précises.

Programme :

LE PROFILÉUR DE ROUTES.

ACTUALITÉS DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS.

TRANCHÉE COUVERTE A ROUEN.

LES PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION RAYMOND CAMUS.

CONSTRUCTION DE PISTES D'AÉRODROMES.

La carte spéciale d'inscription sera demandée à l'entrée.